

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura

**ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS COM CAL E  
IMPACTOS NO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-  
EMPÍRICO DE PAVIMENTOS**

**Thaís Radünz Kleinert**

Porto Alegre  
2021

THAÍS RADÜNZ KLEINERT

**ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS COM CAL E  
IMPACTOS NO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-  
EMPÍRICO DE PAVIMENTOS**

Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura – PPGCI da  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, como parte  
dos requisitos para obtenção do título de Doutora em Engenharia

Porto Alegre  
2021

**THAÍS RADÜNZ KLEINERT**

**ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS COM CAL E  
IMPACTOS NO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-  
EMPÍRICO DE PAVIMENTOS**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de Doutora em Engenharia, Construção e Infraestrutura, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 10 de agosto de 2021

Prof. Washington Peres Núñez  
Dr. pela Universidade do Rio Grande do Sul  
Orientador

Prof.<sup>a</sup> Ângela de Moura Ferreira Danilevicz  
Coordenadora do PPGCI/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)  
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof.<sup>a</sup> Laura Maria Goretti da Motta (UFRJ)  
Dr.<sup>a</sup> pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof.<sup>a</sup> Lilian Ribeiro de Rezende (UFG)  
Dr.<sup>a</sup> pela Universidade de Brasília

Prof. Leonardo Behak (UdelaR)  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## RESUMO

KLEINERT, T. R. Estabilização de solos tropicais com cal e impactos no dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos. 2021. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, UFRGS, Porto Alegre.

A estabilização de solos com cal é uma técnica ambientalmente sustentável, de modo que se bem concebida e aplicada, pode representar grandes benefícios ao desempenho de pavimentos. Ao se incluírem camadas de elevada resistência e rigidez resultantes dessa técnica, surge uma nova concepção de pavimentos; pois os demais materiais (granulares e asfálticos) passam a se comportar de maneira satisfatória, proporcionando ao pavimento maior vida útil. Embora a técnica seja empregada universalmente há muitos anos, grande parte dos estudos remetem a solos de clima temperado. Visando solucionar dúvidas acerca da aptidão dos solos tropicais à estabilização com cal, esta tese tem como objetivo analisar os fatores que afetam o comportamento resistência-tensão-deformação dos solos tropicais estabilizados com cal e os impactos no dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos com camadas estabilizadas. Para isso, na primeira etapa da pesquisa desenvolveu-se um abrangente estudo experimental, envolvendo ensaios de caracterização, procedimentos de dosagem e ensaios mecânicos para a obtenção de parâmetros de resistência e de deformabilidade; complementados por análises mineralógicas. Foi estudado o comportamento de três solos residuais argilosos com diferentes classificações pedológicas (Argissolo, Luvisso e Latossolo), ao serem tratados com cal hidratada; sendo verificada a aptidão dos mesmos à melhoria e à estabilização com dois tipos de cales (calcítica e dolomítica). A partir dos resultados da dosagem, foram selecionados dois teores de cal (3 e 5% em peso de solo seco), a fim de se quantificar seu efeito no comportamento mecânico das misturas. Quando se visavam modificações nas características volumétricas, trabalhabilidade e resistência em curto prazo (solo melhorado), as misturas eram compactadas na energia normal; sendo a energia modificada utilizada quando se procuravam aumentos significativos e duradouros de resistência e rigidez (solo estabilizado). Também foram avaliados os efeitos do tempo de cura e da imersão prévia nos resultados dos ensaios. A partir dos valores obtidos de módulo de elasticidade na flexão, deformação na ruptura e resistência à compressão simples, desenvolveu-se a segunda etapa da pesquisa, que consistiu na realização de análises mecanísticas de pavimentos semirrígidos e invertidos, com camadas das misturas estudadas. Os resultados experimentais e mecanísticos evidenciaram que a estabilização com cal calcítica proporciona notável aumento da capacidade estrutural aos pavimentos, sendo os efeitos mais significativos do que se empregada a cal dolomítica. Igualmente foi observado que quanto maior o teor de cal adicionado, maiores são os benefícios obtidos no comportamento mecânico das misturas, bem como seus impactos nos pavimentos; principalmente para tempos de cura mais elevados. Entre os fatores estudados, a energia de compactação foi o mais significativo, obtendo-se maiores resistências e módulos ao se compactarem as misturas na energia modificada. Globalmente, conclui-se que a inclusão de bases e/ou sub-bases dos solos argilosos estabilizados com cal resulta em notável aumento da capacidade estrutural dos pavimentos ( $N_{AASHTO}$ ), comparada àquela de estruturas flexíveis. Para auxiliar na realização de anteprojetos de pavimentos com camadas estabilizadas com cal, e na tomada de decisão entre estratégias construtivas, apresenta-se um guia de pré-dimensionamento, com base laboratorial e mecanístico-empírica.

**Palavras-chave:** *estabilização de solos; solos tropicais; solo-cal; comportamento mecânico; dimensionamento mecanístico-empírico; camadas cimentadas.*

## ABSTRACT

KLEINERT, T. R. Lime stabilization of tropical soils and impacts on the mechanistic-empirical pavements design. 2021. Thesis (Doctor Degree in Engineering) – Post-graduate Programme of Civil Engineering: Construction and Infrastructure, UFRGS, Porto Alegre.

Lime-soil stabilization is an environmentally sustainable technique that can represent great benefits to pavement performance if it is well designed and applied. The inclusion of high strength and stiffness layers from this technique results in a new concept of pavements. The other materials (granular and asphalt) behave satisfactorily, providing the pavement a longer service life. Although the technique has been used universally for many years, most studies refer to soils of temperate regions. To solve doubts about the suitability of tropical soils for lime stabilization, this thesis aims to analyze the factors that affect the strength-stress-strain behavior of lime stabilization of tropical soils and the impacts on the mechanistic-empirical design of pavements with soil-lime layers. For this, in the first stage of the research, a comprehensive laboratory investigation was done, involving characterization tests, mix design procedures, mechanical tests to obtain strength and deformability parameters; beyond that it was complemented by mineralogical analyses. The behavior of three clayey residual soils with different pedological classifications (Argisol, Luvisol and Latosol) when treated with hydrated lime was studied. It was verified their ability for modification and stabilization techniques with two types of lime (calcitic and dolomitic). From the mix design results, two lime contents (3 and 5% by weight of dry soil) were selected in order to quantify its effect on the mechanical behavior of lime-soil mixtures. When changes in volumetric characteristics, workability and short-term strength were aimed (modified soil), the mixtures were compacted at normal effort. The modified effort was used when seeking for significant and lasting increases in strength and stiffness (stabilized soil). The effects of curing time and previous immersion on the test results were also evaluated. The second stage of the research was developed based on the values obtained for flexural static modulus, strain at break and unconfined compressive strength. This consisted of performing mechanistic analyzes of semi-rigid and inverted pavements, with layers of the studied mixtures. The experimental and mechanistic results showed that stabilization with calcitic lime provides a remarkable increase in the structural capacity of the pavements, with the effects being more significant than when using dolomitic lime. It was also observed that higher the lime content, greater the benefits obtained in the mechanical behavior of the mixtures, as well as their impacts on the pavements; mainly for longer cure times. Among the factors studied, the compaction effort was the most significant, obtaining greater strength and modulus when compacting the mixtures in modified effort. Overall, it is concluded that the inclusion of bases and/or sub-bases of clayey soils stabilized with lime results in a notable increase in the structural capacity of pavements ( $N_{AASHTO}$ ), compared to that of flexible structures. Thus, in way to assist in the realization of preliminary drafts for pavements with lime-stabilized layers, and in the decision-making between construction strategies, it is presented a preliminary design guide, based on laboratorial and mechanistic-empirical studies.

**Keywords:** *lime-soil stabilization; tropical soils; mechanical behavior; mechanistic-empirical design; cemented layers.*

À minha querida família,  
em especial às grandes mulheres que sempre me acompanharam:  
minha vó Marlis (*in memorian*) e minha mãe Rejane,  
exemplos de amor, força e coragem

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor e orientador Washington Peres Núñez, pelo acolhimento, pelas dezenas de horas dedicadas à minha pesquisa (incentivando, sugerindo e corrigindo) e, acima de tudo, por ser um grande amigo, que sempre me escutou e aconselhou, além de ter proporcionado inúmeros momentos divertidíssimos juntos daqueles que tornam nossas vidas mais leves.

Dentre esses, destaco Matheus Matuella e William Fedrigo, irmãos de caminhada. Muito obrigada pela ajuda, pelo carinho (às vezes de forma inusitada) e por serem grandes exemplos para mim. Da mesma forma, agradeço às minhas amigas: Bruna Diniz, Camila Kern, Deise Fávero e Helena Strieder. Vocês tornaram esta etapa mais doce e feliz. Obrigada pelo apoio e por tudo que compartilhamos juntas.

Ao longo destes anos, pude contar com muitas pessoas que me auxiliaram nas atividades práticas; uma em especial esteve sempre presente. Lucas Marin Malabarba, sou imensamente grata pela valiosa ajuda; você foi essencial para o desenvolvimento deste trabalho. Além de prestativo, é um grande amigo, de riso fácil, e que adora uma boa conversa.

Agradeço ao técnico Jair Francisco Floriano da Silva, pela amizade e ajuda com os ensaios realizados no Laboratório de Geotecnologia (LAGEOtec). Gostaria de estender o agradecimento aos professores coordenadores do LAGEOtec: Luiz Antônio Bressani e Wai Ying Yuk Gehling, por possibilitarem a utilização do espaço e pela agradável companhia. Da mesma maneira, agradeço aos professores coordenadores do Laboratório de Pavimentação (LPAV): Jorge Augusto Pereira Ceratti e Lélcio Antônio Brito, pela oportunidade de desenvolver as atividades e por proporcionarem as condições necessárias para tal.

Agradeço aos demais amigos do LAGEOtec e do LPAV que me ajudaram de diferentes formas na realização desta pesquisa: Ana Luísa Zottis, Anna Paula Zappe, Armando Mendicelli, Carine Molz, Celso Romeiro, Débora Cardoso, Daniel Fernandes, Diones Barboza, Douglas Engelke (*in memoriam*), Eduarda Fontoura, Eduardo Simões, Everaldo Ritter, Gabriel Grassioli, Gracieli Colpo, Henrique Grimm, Isadora Castelli, Jairo Garcez, João Augusto Buffon, Larissa Guerra, Livia Oliveira, Luiza Godoi, Maria Bernadette Corrêa, Mario Castañeda López, Marlova Johnston, Mateus Freitas, Matheus Carvalho, Matheus Rodrigues, Natália Mensch, Rodrigo dos Santos e Sophia Hoppe. Obrigada pelo auxílio na realização de ensaios, pela disponibilidade, pela companhia e pelas ideias compartilhadas.

Durante a caminhada encontrei muitas pessoas queridas que foram solícitas em ajudar. Agradeço à equipe do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), em especial à professora Ângela Graeff, ao pesquisador Lucas Reginato, ao técnico Edgar Lucas, e ao funcionário José Orvandır. Agradeço às equipes dos laboratórios que realizaram ensaios para esta pesquisa, em especial ao professor Cezar Bastos do Laboratório de Geotecnia e Concreto (LGC) da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), à Lisandra do Laboratório de Análises de Solo (LAS), ao Lucas Gomes do Laboratório de Difractometria de Raios X (LRX) e à

Annelise Alves do Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER). Agradeço também ao Giovanni Batista pelo auxílio na análise dos resultados mineralógicos das amostras de solo-cal.

Agradeço ao engenheiro Guilherme Campos, grande incentivador do emprego da técnica de estabilização de solos com cal e que, por meio da Mineração Belocal (Grupo Lhoist), contribuiu de muitas maneiras para a realização desta pesquisa. Estendo o agradecimento à Marina Ferreira e demais membros da equipe laboratorial, pela ajuda na realização dos ensaios na Belocal; e ao Gontran Herrier pela experiência compartilhada.

Agradeço aos professores Francisco Dalla Rosa, Jorge Augusto Pereira Ceratti, Laura Maria Goretti da Motta, Leonardo Behak e Lilian Ribeiro de Rezende pela participação nas bancas de qualificação e/ou defesa de tese. Muito obrigada pela disponibilidade e pelas valiosíssimas contribuições que resultaram no aprimoramento deste trabalho.

Aos professores, colegas e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura (PPGCI), agradeço pelo conhecimento compartilhado e amizade. Destaco as professoras Ana Paula Kirchheim e Angela Borges Masuero, que além de grandes pesquisadoras, são muito queridas e colaborativas. À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), sou grata pelo apoio financeiro prestado.

Agradeço à minha linda família. Aos meus avós Armando (*in memorian*) e Marlis (*in memorian*), sou eternamente grata por terem sido tão presentes em minha vida, me cuidando e educando com zelo, carinho e amor. Também agradeço aos meus avós Abílio e Elzira, por vivermos tantos momentos felizes em família.

Ao Clairton, meu pai e mestre, um dos principais responsáveis pelas minhas características mais marcantes, agradeço por sempre proporcionar o melhor para mim. À minha maior apoiadora, minha mãe Rejane, obrigada por tantos ensinamentos, por ser colo, conforto e carinho; e também por sempre acreditar em mim, na minha capacidade e por me incentivar a ser livre e ir em busca dos meus objetivos. Agradeço ao meu irmão Gustavo, pelos conselhos, por me apoiar e me motivar. Agradeço à Deus pelas bênçãos em minha vida e por estar sempre iluminando meus passos.

Agradeço também à família que escolhi e que me acolheu. Guilherme, meu parceiro de vida, responsável por muitos dos meus sorrisos. Obrigada por caminhar comigo, por ser suporte e incentivo. Você sabe o quanto foi importante para que esta etapa se concretizasse. Agradeço também aos meus sogros, Erlane e Mara, por compreenderem nossa ausência (principalmente nos últimos meses), pelo cuidado, atenção e carinho.

A família é grande (de sangue e de coração), repleta de amigos maravilhosos (muitos já citados aqui e outros tantos); gostaria de agradecê-los por estarem presentes em mais esta caminhada. Saber que posso contar com vocês faz toda a diferença. Se esta etapa foi concluída com êxito é porque eu tive o apoio de pessoas incríveis. Vocês fazem parte desta conquista!

Insanidade é continuar fazendo sempre a mesma coisa e esperar resultados diferentes

*Albert Einstein*

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>23</b>
1.1	PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA .....	23
1.2	OBJETIVOS .....	24
1.2.1	Objetivo geral .....	24
1.2.2	Objetivos específicos .....	24
1.3	ESTRUTURA DA PESQUISA.....	25
<b>2</b>	<b>SOLO-CAL .....</b>	<b>26</b>
2.1	SOLO .....	26
2.2	CAL .....	27
2.3	REAÇÕES SOLO-CAL .....	29
2.3.1	Reações rápidas .....	29
2.3.2	Reações lentas.....	31
2.4	MELHORAMENTO E ESTABILIZAÇÃO.....	33
2.5	DOSAGEM DE MISTURAS SOLO-CAL .....	34
2.5.1	Métodos de dosagem .....	34
2.5.2	Crítérios e procedimentos adotados nacionalmente e internacionalmente.....	36
2.6	FATORES DE INFLUÊNCIA NO COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-CAL .....	39
2.6.1	Características do solo .....	39
2.6.2	Tipo e teor de cal .....	41
2.6.3	Energia de compactação .....	42
2.6.4	Teor de umidade .....	43
2.6.5	Tempo e condições de cura.....	43
2.7	PROPRIEDADES ALTERADAS PELA ADIÇÃO DE CAL AO SOLO .....	45
2.7.1	Parâmetros de Compactação .....	45
2.7.2	Plasticidade.....	46
2.7.3	Comportamento volumétrico .....	47
2.7.4	Resistência.....	48
2.7.5	Durabilidade .....	48
2.7.6	Rigidez.....	49
2.7.7	Fadiga.....	50
2.8	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO .....	51
2.8.1	MEPDG (2008).....	51
2.8.2	SAMDM (2014) .....	53
2.8.3	MeDiNa (2020).....	55
2.9	CONCLUSÕES.....	57
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>58</b>
3.1	MATERIAIS .....	60
3.1.1	Solos .....	60
3.1.2	Cales .....	62
3.2	MÉTODOS .....	63
3.2.1	Caracterização dos solos .....	63
3.2.2	Caracterização das cales .....	65
3.2.3	Seleção dos teores de cal .....	65

3.2.3.1	Método do pH .....	66
3.2.3.2	Método baseado na plasticidade .....	67
3.2.4	Compactação .....	68
3.2.5	Moldagem e cura dos corpos de prova.....	68
3.2.6	Ensaio de carregamento estático.....	70
3.2.6.1	Resistência à compressão simples .....	70
3.2.6.2	Durabilidade.....	71
3.2.6.3	Resistência à tração por compressão diametral .....	71
3.2.6.4	Resistência à tração na flexão .....	72
3.2.7	Ensaio de cargas repetidas.....	74
3.2.7.1	Triaxial de cargas repetidas .....	74
3.2.8	Análises mineralógicas .....	75
3.2.9	Análises mecânicas .....	75
3.2.9.1	Camadas asfálticas .....	78
3.2.9.2	Camadas granulares .....	78
3.2.9.3	Camadas cimentadas .....	79
3.2.9.4	Subleito .....	79
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS LABORATORIAIS .....</b>	<b>81</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS .....	81
4.1.1	Argissolo .....	81
4.1.2	Luvissolo .....	83
4.1.3	Latossolo .....	85
4.1.4	Características dos solos da pesquisa no estado compactado .....	87
4.1.5	Síntese dos resultados de caracterização .....	90
4.2	CARACTERIZAÇÃO DAS CALES .....	93
4.3	DEFINIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS SOLO-CAL .....	95
4.3.1	Dosagem e teores de cal selecionados.....	95
4.3.2	Parâmetros de compactação .....	99
4.4	ENSAIOS DE CARREGAMENTO ESTÁTICO.....	103
4.4.1	Resistência à compressão simples.....	103
4.4.1.1	Comportamento do Argissolo .....	103
4.4.1.2	Comportamento do Luvissolo .....	112
4.4.1.3	Comportamento do Latossolo .....	113
4.4.1.4	Síntese dos resultados de resistência à compressão simples .....	115
4.4.2	Durabilidade .....	117
4.4.2.1	Comportamento do Argissolo .....	117
4.4.3	Resistência à tração por compressão diametral .....	119
4.4.3.1	Comportamento do Argissolo .....	119
4.4.3.2	Comportamento do Luvissolo .....	122
4.4.3.3	Síntese dos resultados de resistência à tração por compressão diametral .....	123
4.4.4	Resistência à tração na flexão .....	124
4.4.4.1	Comportamento do Argissolo .....	125
4.4.4.2	Comportamento do Luvissolo .....	128
4.4.4.3	Comportamento do Latossolo .....	132
4.4.4.4	Síntese dos resultados de ensaios de resistência à tração na flexão .....	135
4.5	ENSAIOS DE CARGAS REPETIDAS .....	138
4.5.1	Ensaio triaxial de cargas repetidas .....	138
4.5.1.1	Comportamento do Argissolo .....	138
4.5.1.2	Comportamento do Luvissolo .....	140
4.5.1.3	Síntese dos resultados de ensaios de módulo de resiliência.....	141

4.6	ANÁLISES MINERALÓGICAS .....	143
4.6.1	Mineralogia do Argissolo .....	143
4.6.2	Mineralogia do Latossolo .....	145
4.6.3	Síntese das análises mineralógicas .....	146
4.7	SÍNTESE DA ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS EXPERIMENTALMENTE ....	146
<b>5</b>	<b>APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS OBTIDOS NO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE PAVIMENTOS SEMIRRÍGIDOS.....</b>	<b>151</b>
5.1	ANÁLISES MECANÍSTICAS DE PAVIMENTOS COM CAMADAS DE SOLO-CAL....	151
5.1.1	Características dos materiais empregados .....	151
5.1.2	Análises das estruturas .....	153
5.1.2.1	Análises da estrutura A .....	153
5.1.2.2	Análises da estrutura B.....	158
5.1.2.3	Análises da estrutura C.....	161
5.1.2.4	Análises da estrutura D .....	174
5.1.3	Síntese dos resultados das análises mecánísticas .....	185
5.2	APLICAÇÃO EM PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS COM CAMADAS DE SOLO ESTABILIZADO COM CAL.....	187
5.2.1	Estrutura semirrígida invertida com tratamento superficial .....	189
5.2.1.1	Pré-dimensionamento de pavimentos invertidos com tratamento superficial .....	189
5.2.2	Estrutura semirrígida invertida com revestimento em concreto asfáltico .....	192
5.2.2.1	Pré-dimensionamento de pavimentos invertidos com concreto asfáltico de 12,5 cm .	192
5.2.2.2	Pré-dimensionamento de pavimentos invertidos com concreto asfáltico de 20 cm ....	194
5.2.3	Estrutura semirrígida com revestimento em concreto asfáltico .....	196
5.2.3.1	Pré-dimensionamento de pavimentos semirrígidos com concreto asfáltico de 12,5 cm	197
5.2.3.2	Pré-dimensionamento de pavimentos semirrígidos com concreto asfáltico de 20 cm	198
5.2.4	Considerações acerca das análises .....	200
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>203</b>
6.1	CONCLUSÕES.....	203
6.2	SUGESTÕES .....	210
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>212</b>
	<b>APÊNDICE A.....</b>	<b>221</b>
	<b>APÊNDICE B .....</b>	<b>237</b>
	<b>APÊNDICE C.....</b>	<b>247</b>
	<b>APÊNDICE D.....</b>	<b>253</b>
	<b>APÊNDICE E.....</b>	<b>255</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Efeito das reações rápidas nas partículas de solo .....	31
Figura 2.2: Comportamento à longo prazo de materiais levemente cimentados .....	54
Figura 3.1: Fluxograma dos procedimentos metodológicos da presente pesquisa .....	60
Figura 3.2: Localização dos solos estudados nesta pesquisa .....	61
Figura 3.3: Solos coletados para esta pesquisa: solo 1 (a), solo 2 (b) e solo (3) .....	62
Figura 3.4: Cales estudadas nesta pesquisa: calcítica (a) e dolomítica (b).....	63
Figura 3.5: Potes com amostras de solo e cal para realização do ensaio do método do pH .....	66
Figura 3.6: Leitura do pH para dosagem de solo-cal .....	67
Figura 3.7: Ensaio de resistência à tração por compressão diametral: antes (a) e depois da ruptura (b) .....	72
Figura 3.8: Ensaio de resistência à tração na flexão: antes (a) e depois da ruptura (b).....	73
Figura 3.9: Fluxograma das análises mecânicas realizadas na presente pesquisa .....	75
Figura 3.10: Estruturas consideradas nas análises mecânicas .....	76
Figura 4.1: Curvas de compactação e de saturação dos solos desse estudo .....	87
Figura 4.2: Comportamento resiliente dos solos compactados na energia normal: modelos baseados na tensão confinante (a) e na tensão desvio (b).....	89
Figura 4.3: Análise granulométrica dos solos dessa pesquisa.....	91
Figura 4.4: Resultados obtidos pelo método do pH para as misturas solo-cal da pesquisa –Argissolo (a), Luvisolo (b) e Latossolo (c).....	96
Figura 4.5: Resultados dos ensaios de limites de Atterberg dos solos e das misturas solo-cal estudadas – Argissolo (a), Luvisolo (b) e Latossolo (c) .....	97
Figura 4.6: Curvas de compactação das misturas do Argissolo, com e sem cal, compactadas nas energias normal e modificada.....	100
Figura 4.7: Curvas de compactação das misturas do Luvisolo, com e sem cal, compactadas na energia normal .....	101
Figura 4.8: Curvas de compactação das misturas do Latossolo, com e sem cal, compactadas na energia modificada.....	102
Figura 4.9: Resultados de resistência à compressão simples de amostras do Argissolo, com e sem cal, compactadas na energia normal e curadas por 7, 28, 90 e 365 dias .....	104

Figura 4.10: Resultados de resistência à compressão simples de amostras do Argissolo, com e sem cal, compactadas na energia modificada e curadas por 7, 28 e 90 dias .....	106
Figura 4.11: Resultados de resistência à compressão simples de amostras de Argissolo com cal, compactadas na energia normal, e curadas por 7 (a) e 28 (b) dias submetidas ou não à imersão anterior ao ensaio .....	108
Figura 4.12: Resultados de resistência à compressão simples de amostras de Argissolo com cal, de amostras compactadas na energia modificada, e curadas por 7 (a) e 28 (b) dias submetidas ou não à imersão anterior ao ensaio .....	109
Figura 4.13: Relação entre a resistência à compressão simples das amostras de Argissolo e cal sem imersão e com imersão anterior ao ensaio .....	110
Figura 4.14: Gráfico de Pareto dos resultados de resistência à compressão simples das amostras de Argissolo e cal, considerando o efeito da imersão .....	111
Figura 4.15: Resultados de resistência à compressão simples de amostras de Luvisolo, com e sem cal, compactadas na energia normal e curadas por 7, 28, 90 e 365 dias .....	112
Figura 4.16: Resultados de resistência à compressão simples de amostras de Latossolo, com e sem cal, compactadas na energia modificada e curadas por 7, 28 e 90 dias .....	114
Figura 4.17: Resultados de durabilidade obtidos para as misturas de Argissolo com cal, compactadas na energia modificada .....	117
Figura 4.18: Corpos de prova das misturas de Argissolo com 3% de cal dolomítica logo após o primeiro ciclo de umedecimento .....	118
Figura 4.19: Resultados de resistência à tração por compressão diametral de amostras de Argissolo com cal, compactadas na energia normal e curadas por 7, 28 e 90 dias .....	119
Figura 4.20: Resultados de resistência à tração por compressão diametral do Argissolo com cal com 28 dias de cura .....	121
Figura 4.21: Gráfico de Pareto dos resultados de resistência à tração por compressão diametral das amostras de Argissolo e cal, considerando o efeito da energia de compactação .....	121
Figura 4.22: Resultados de resistência à tração por compressão diametral de amostras do Luvisolo com cal, compactadas na energia normal e curadas por 7, 28 e 90 dias .....	122
Figura 4.23: Relação entre as resistências (RCD e RCS) das misturas com Argissolo e Luvisolo....	124
Figura 4.24: Resultados de resistência à tração na flexão das misturas de Argissolo e cal compactadas nas energias normal e modificada e curadas por 28 dias .....	125
Figura 4.25: Curvas tensão de tração normalizada por deformação para misturas de Argissolo com cal, compactadas nas energias normal e modificada e curadas por 28 dias .....	126
Figura 4.26: Valores de deformação na ruptura das misturas de Argissolo e cal compactadas nas energias normal e modificada e curadas por 28 dias.....	126
Figura 4.27: Variação do módulo de elasticidade na flexão com o nível de carregamento em misturas de Argissolo com cal curadas por 28 dias .....	127

Figura 4.28: Resultados de módulo de elasticidade na flexão das misturas de Argissolo e cal compactadas nas energias normal e modificada e curadas por 28 dias .....	128
Figura 4.29: Resultados de resistência à tração na flexão das misturas de Luvisso e cal compactadas nas energias normal e curadas por 28 dias.....	129
Figura 4.30: Curvas tensão de tração normalizada por deformação para misturas de Luvisso e cal, compactadas na energia normal e curadas por 28 dias .....	130
Figura 4.31: Valores de deformação na ruptura das misturas de Luvisso e cal compactadas nas energia normal e curadas por 28 dias.....	130
Figura 4.32: Variação do módulo de elasticidade na flexão com o nível de carregamento obtido pelas misturas de Luvisso e cal curadas por 28 dias .....	131
Figura 4.33: Resultados de módulo de elasticidade na flexão das misturas de Luvisso e cal compactadas na energia normal e curadas por 28 dias .....	132
Figura 4.34: Resultados de resistência à tração na flexão das misturas de Latossolo e cal compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias .....	132
Figura 4.35: Curvas tensão de tração normalizada por deformação para misturas de Latossolo e cal, compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias .....	133
Figura 4.36: Valores de deformação na ruptura das misturas de Latossolo e cal compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias .....	133
Figura 4.37: Variação do módulo de elasticidade na flexão com o nível de carregamento obtido pelas misturas de Latossolo e cal curadas por 28 dias .....	134
Figura 4.38: Resultados de módulo de elasticidade na flexão das misturas de Latossolo e cal compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias .....	135
Figura 4.39: Relação entre a resistência à compressão simples e o módulo de elasticidade na flexão das misturas solo-cal estudadas e curadas por 28 dias .....	136
Figura 4.40: Relação entre a resistência à compressão simples e a deformação na ruptura das misturas solo-cal classificadas como levemente cimentadas e curadas por 28 dias .....	137
Figura 4.41: Variação dos módulos de resiliência obtidos para os pares de tensão dos ensaios triaxiais de cargas repetidas considerando as amostras de Argissolo com e sem cal compactadas na energia normal e curadas por 7, 28 e 90 dias .....	139
Figura 4.42: Variação dos módulos de resiliência obtidos para os pares de tensão dos ensaios triaxiais de cargas repetidas considerando as amostras de Luvisso e cal compactadas na energia normal e curadas por 7, 28 e 90 dias .....	140
Figura 4.43: Relação entre os módulos de elasticidade na flexão e de resiliência médio das misturas estudadas considerando uma cura de 28 dias.....	143
Figura 4.44: Difractogramas de raios X das misturas de Argissolo e 5% de cal com 28 dias de cura ..	144
Figura 4.45: Difractogramas de raios X das misturas de Latossolo e 5% de cal com 28 dias de cura ..	145

Figura 5.2: Resultados das análises mecánísticas da estrutura A com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia normal e subleito em Argissolo natural .....	154
Figura 5.3: Resultados das análises mecánísticas da estrutura A com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia modificada e subleito em Argissolo natural .....	156
Figura 5.4: Resultados das análises mecánísticas da estrutura A com sub-base em Luvissole com cal compactada na energia normal e subleito em Luvissole natural .....	157
Figura 5.5: Resultados das análises mecánísticas da estrutura A com sub-base em Latossole com cal compactada na energia modificada e subleito em Latossole natural .....	158
Figura 5.6: Resultados das análises mecánísticas da estrutura B com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas na energia modificada e subleito em Argissolo natural .....	159
Figura 5.7: Resultados das análises mecánísticas da estrutura B com base e sub-base em Latossole com cal compactadas na energia modificada e subleito em Latossole natural .....	161
Figura 5.8: Resultados das análises mecánísticas da estrutura C e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural .....	162
Figura 5.9: Resultados das análises mecánísticas da estrutura C e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural .....	164
Figura 5.10: Resultados das análises mecánísticas da estrutura C e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural .....	166
Figura 5.11: Resultados das análises mecánísticas da estrutura C e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Luvissole com cal compactada na energia normal sobre subleito em Luvissole natural .....	167
Figura 5.12: Resultados das análises mecánísticas da estrutura C e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Luvissole com cal compactada na energia normal sobre subleito em Luvissole natural .....	169
Figura 5.13: Resultados das análises mecánísticas da estrutura C e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Luvissole com cal compactada na energia normal sobre subleito em Luvissole natural .....	170
Figura 5.14: Resultados das análises mecánísticas da estrutura C e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Latossole com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Latossole natural .....	171
Figura 5.15: Resultados das análises mecánísticas da estrutura C e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Latossole com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Latossole natural .....	172
Figura 5.16: Resultados das análises mecánísticas da estrutura C e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Latossole com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Latossole natural .....	173

Figura 5.17: Resultados das análises mecánísticas da estrutura D e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural.....	175
Figura 5.18: Resultados das análises mecánísticas da estrutura D e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural.....	177
Figura 5.19: Resultados das análises mecánísticas da estrutura D e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural.....	179
Figura 5.20: Resultados das análises mecánísticas da estrutura D e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Luvissole com cal compactadas na energia normal sobre subleito em Luvissole natural.....	180
Figura 5.21: Resultados das análises mecánísticas da estrutura D e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Luvissole com cal compactadas na energia normal sobre subleito em Luvissole natural.....	181
Figura 5.22: Resultados das análises mecánísticas da estrutura D e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Latossolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural .....	182
Figura 5.23: Resultados das análises mecánísticas da estrutura D e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Latossolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural .....	183
Figura 5.24: Resultados das análises mecánísticas da estrutura D e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Latossolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural .....	184
Figura 5.25: Fluxograma para pré-dimensionamento de pavimentos contendo camadas de solos tropicais estabilizados com cal.....	187
Figura 5.26: Relação entre a resistência à compressão simples e o módulo de elasticidade na flexão das misturas solo-cal compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias .....	188
Figura 5.27: Relação entre o $N_{AASHTO}$ e a espessura da sub-base de solo-cal, em função do MEF e da RCS da sub-base (MPa) para estrutura semirrígida invertida com tratamento superficial e subleito com MR entre 100 e 180 MPa .....	190
Figura 5.28: Gráfico de contorno entre o MEF e a espessura da sub-base de solo-cal para estimar o $N_{AASHTO}$ (entre $4 \times 10^6$ e $3,2 \times 10^7$ ) para pavimentos invertidos com tratamento superficial, considerando subleito com módulo de resiliência entre 100 e 180 MPa.....	191
Figura 5.29: Relação entre o $N_{AASHTO}$ e a espessura da sub-base de solo-cal, em função do MEF da sub-base (em MPa) para a estrutura semirrígida invertida com 12,5 cm de concreto asfáltico e subleito com MR entre 100 e 200 MPa .....	193
Figura 5.30: Gráfico de contorno entre o MEF e a espessura da sub-base de solo-cal para estimar o $N_{AASHTO}$ (entre $5 \times 10^5$ e $4 \times 10^6$ ) para pavimentos invertidos com 12,5 cm de concreto asfáltico, considerando subleito com módulo de resiliência entre 100 e 200 MPa.....	194

Figura 5.31: Relação entre o $N_{AASHTO}$ e a espessura da sub-base de solo-cal, em função do MEF da sub-base (MPa) para a estrutura semirrígida invertida com 20 cm de concreto asfáltico e subleito com MR entre 100 e 200 MPa .....	195
Figura 5.32: Gráfico de contorno entre o MEF e a espessura da sub-base de solo-cal para estimar o $N_{AASHTO}$ (entre $6 \times 10^6$ e $2,2 \times 10^7$ ) para pavimentos invertidos com 20 cm de concreto asfáltico, considerando subleito com módulo de resiliência entre 100 e 200 MPa.....	196
Figura 5.33: Relação entre o $N_{AASHTO}$ e a espessura das camadas de solo-cal, em função do MEF (MPa) para a estrutura semirrígida com 12,5 cm de concreto asfáltico e subleito com MR entre 120 e 230 MPa .....	197
Figura 5.34: Gráfico de contorno entre o MEF e a espessura das camadas de solo-cal para estimar o $N_{AASHTO}$ (entre $8 \times 10^6$ e $2 \times 10^7$ ) para a estrutura semirrígida com 12,5 cm de concreto asfáltico, considerando subleito com módulo de resiliência entre 120 e 230 MPa.....	198
Figura 5.35: Relação entre o $N_{AASHTO}$ e a espessura das camadas de solo-cal, em função do MEF (MPa) para a estrutura semirrígida com 20 cm de concreto asfáltico e subleito com MR entre 120 e 230 MPa .....	199
Figura 5.36: Gráfico de contorno entre o MEF e a espessura das camadas de solo-cal para estimar o $N_{AASHTO}$ (entre $1 \times 10^7$ e $2,2 \times 10^7$ ) para a estrutura semirrígida com 20 cm de concreto asfáltico, considerando subleito com módulo de resiliência entre 120 e 230 MPa.....	200

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Resistências sugeridas para emprego de camadas em solo-cal .....	38
Tabela 2.2: Propriedades de materiais cimentados consideradas pelo SAMDM .....	55
Tabela 3.1: Descrição e nomenclatura das misturas de solo-cal estudadas .....	59
Tabela 3.2: Características da moldagem e compactação dos corpos de prova .....	69
Tabela 3.3: Solos, energia de compactação, tempo de cura e quantidade de corpos de prova (CP) para os diferentes ensaios realizados com as misturas solo-cal .....	70
Tabela 4.1: Caracterização do Argissolo .....	82
Tabela 4.2: Caracterização do Luvissole .....	84
Tabela 4.3: Caracterização do Latossolo .....	86
Tabela 4.4: Parâmetros de compactação e RCS dos solos desse estudo .....	88
Tabela 4.5: Coeficientes e significância dos modelos compostos para a determinação do MR dos solos dessa pesquisa .....	90
Tabela 4.6: Síntese das propriedades dos solos da pesquisa .....	91
Tabela 4.7: Classificação quanto à presença de fósforo e potássio no solo .....	92
Tabela 4.8: Caracterização das cales utilizadas na presente pesquisa .....	94
Tabela 4.9: Descrição e nomenclatura atualizada das misturas de solo-cal estudadas .....	99
Tabela 4.10: Parâmetros de compactação das misturas do Argissolo, com e sem cal, compactadas nas energias normal e modificada.....	99
Tabela 4.11: Parâmetros de compactação das misturas do Luvissole, com e sem cal, compactadas na energia normal.....	101
Tabela 4.12: Parâmetros de compactação das misturas do Latossolo, com e sem cal, compactadas na energia modificada.....	102
Tabela 4.13: Valores médios de RCS obtidos para as misturas de estudo .....	115
Tabela 4.14: Resistências aos 28 dias de cura e possíveis aplicações das misturas estudadas .....	116
Tabela 4.15: Valores médios de RCD obtidos para as misturas com Argissolo e Luvissole .....	124
Tabela 4.16: Valores médios obtidos nos ensaios de resistência à tração na flexão para as misturas dos três solos e cal curadas por 28 dias.....	135
Tabela 4.17: Parâmetros do modelo composto de MR e de confiabilidade das misturas estudadas....	141

Tabela 5.1: Características dos materiais utilizados nas análises mecánísticas - Parâmetros de entrada no *software* AEMC ..... 152

Tabela 5.2: Características dos materiais consideradas nas análises mecánísticas ..... 153

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO: *American Association of State Highway and Transportation Official*

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

AEMC: Análise Elástica de Múltiplas Camadas

BR: Rodovia Federal

C-A-H: Aluminato de Cálcio hidratado

CP: Corpo de prova

C-S-H: Silicato de Cálcio hidratado

CTC: Capacidade de troca catiônica

DER-PR: Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná

DER-SP: Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

ESRD: Eixos simples de rodas duplas

DOT: *Department of Transportation*

DRX: Difractometria de raios X

FRX: Fluorescência de raios X

GC: Grau de compactação

$\gamma_{sm\acute{a}x}$ : Massa específica aparente seca máxima

ICL: *Initial consumption of lime*

IP: Índice de Plasticidade

ISC: Índice de Suporte Califórnia

LAGEOtec: Laboratório de Geotecnologia – UFRGS

LACER: Laboratório de Materiais Cerâmicos – UFRGS

LAPAV: Laboratório de Pavimentação – UFRGS

LFP: *Lime Fixation Point*

LL: Limite de Liquidez

LP: Limite de Plasticidade

LVDT: *Linear Variable Differential Transducer*

$\mu$ : Coeficiente de Poisson

MCT: Miniatura compactada tropical

MEF: Módulo de elasticidade na flexão

MEPDG: *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*

MR: Módulo de resiliência

NBR: Norma Brasileira

NLA: *National Lime Association*

RCD: Resistência à tração por compressão diametral

RCS: Resistência à compressão simples

ROLAS: Rede Oficial de Laboratórios de Análise de Solo e de Tecido Vegetal dos Estados do Rio Grande do Sul e de Santa Catarina

RTF: Resistência à tração na flexão

S: Grau de saturação

SAMDM: *South African Mechanistic-Empirical Design Method*

SEEPAV: Sistema de ensaios especiais de pavimentação

SiBCS: Sistema brasileiro de classificação de solos

SP: Rodovia do Estado de São Paulo

SUCS: Sistema único de classificação de solos

TMR: *Department of Transport and Main Roads*

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

V: Saturação por bases

$\omega_{ót}$ : Teor de umidade ótimo

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA

Sabe-se que o bom desempenho de um pavimento está relacionado com o dimensionamento eficaz da estrutura. Assim, é indispensável atentar-se ao material sobre o qual o pavimento é construído, de modo que esse represente uma fundação pouco deformável e resistente. Se essa condição for atendida, as camadas sobrejacentes, quando granulares, devem apresentar módulos de resiliência elevados, proporcionando suporte adequado às camadas asfálticas. Dessa forma, é possível construir um pavimento, que atenda ao volume de tráfego para o qual fora dimensionado, evitando-se a utilização de grandes espessuras de revestimento asfáltico.

A garantia de que o pavimento seja construído sobre uma camada final de terraplenagem adequada fica limitada às características dos materiais existentes no local. Os solos tipicamente observados no Brasil são residuais, intemperizados quimicamente, predominantemente caulínicos, apresentando, portanto, módulos elevados. Porém, os traçados das rodovias nem sempre podem ser definidos sobre solos naturais com essas características ou, melhor ainda, sobre rochas. Existem regiões brasileiras em que os solos apresentam comportamento de regular a ruim, sendo esses pouco resistentes, altamente deformáveis, muito úmidos, com plasticidade elevada e, muitas vezes, expansivos. Sua substituição por materiais de melhor qualidade, além de encarecer demasiadamente a obra, resulta em fortes impactos ambientais. Além disso, tal solução pode ser economicamente inviabilizada em função da carência de materiais com qualidade superior a distâncias razoáveis.

A fim de aumentar o módulo de resiliência do subleito, de modo a viabilizar uma fundação pouco deformável, é possível melhorar suas propriedades mecânicas e volumétricas a partir da incorporação de um agente estabilizador. No caso de solos argilosos (mesmo misturados com areias e siltes), a cal consegue substituir com vantagens técnicas e econômicas outros agentes estabilizadores, como o cimento Portland.

A cal é empregada universalmente com intuito de secar solos argilosos muito úmidos, reduzir a plasticidade excessiva, anular a expansão e melhorar a trabalhabilidade. Por outro lado, quando os solos locais já apresentam características desejáveis como subleito, os mesmos podem ser estabilizados pela cal. Dessa forma, as reações pozolânicas que ocorrem entre o solo e a cal geram um material muito resistente, rígido e durável, que pode ser empregado adequadamente em outras camadas do pavimento, como base e sub-base. Tal material é denominado de solo-cal e, em virtude da alta resistência à tração e do bom comportamento à fadiga, sua correta utilização contribui para a durabilidade do revestimento e para o elevado desempenho do pavimento.

Mesmo conhecendo as diversas vantagens da incorporação da cal ao solo, sua aplicação, para ser efetiva, deve ser realizada com base em procedimentos que considerem as diferentes variáveis de influência, como os elementos presentes no solo, o meio ambiente, a cal utilizada

e o tráfego de projeto. No Brasil, o uso da cal no tratamento de solos ainda é bastante reduzido, se considerar a quantidade de solos hábeis para o melhoramento ou a estabilização dos mesmos. Dentre as razões que acarretam no emprego reduzido, destaca-se: a falta de divulgação ao meio técnico sobre os benefícios da técnica; as dúvidas a respeito da aptidão dos solos tropicais, do método de dosagem, dos procedimentos construtivos e do dimensionamento dessas camadas; o escasso conhecimento de desempenho; assim como a qualidade insuficiente de muitas cales produzidas nacionalmente e sua influência no comportamento da mistura.

O despertar para a necessidade de se melhorarem os solos de subleito e a nova concepção de pavimentos (inclusão de camadas com maior rigidez), aliado a questões ambientais, sustentáveis e econômicas, mostra a importância de se estudar o comportamento do melhoramento e da estabilização de solos tropicais com cal. Nesse contexto, a presente tese pretende responder muitas dessas incertezas e preencher algumas lacunas supracitadas a fim de contribuir para a adoção da técnica na execução de obras de terraplenagem e pavimentação no Brasil.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

A pesquisa relatada nesta tese teve como objetivo geral estudar fatores que afetam o comportamento resistência-tensão-deformação de três solos tropicais melhorados e/ou estabilizados com cal, assim como analisar e quantificar os impactos dessa solução no dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos.

### 1.2.2 Objetivos específicos

Com o propósito de se alcançar o objetivo geral supracitado, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Verificar a aptidão dos solos tropicais ao tratamento com cal e identificar as características que influenciam no comportamento das misturas solo-cal;
- b) Analisar as características das cales hidratadas calcítica e dolomítica para a utilização em tratamento de solos e estudar o efeito do tipo de cal no comportamento mecânico e nas características mineralógicas das misturas solo-cal;
- c) Estudar os procedimentos de dosagem de misturas solo-cal empregados internacionalmente e verificar a possibilidade de adaptação/utilização considerando as características dos solos tropicais;
- d) Avaliar os efeitos do teor de cal, do tempo de cura, da energia de compactação e da imersão em água prévia em ensaios na resistência e no comportamento tensão-deformação nas misturas solo-cal;

- e) Compreender e quantificar os efeitos proporcionados pela inclusão de camadas de solo-cal nos diversos mecanismos de degradação dos pavimentos com base em respostas estruturais.

Complementarmente, visando oferecer ao meio profissional um procedimento simples para anteprojeto, foi desenvolvido um guia para pré-dimensionamento de pavimentos com camadas de solos estabilizados com cal, baseado nos resultados de ensaios laboratoriais e análises mecánísticas.

### 1.3 ESTRUTURA DA PESQUISA

No capítulo 1 do presente trabalho foi apresentada uma breve introdução à pesquisa, partindo da posição global do tema para a justificativa de estudo, procurando abordar sua relevância. Foram discriminados também os objetivos (geral e específicos) da tese.

A revisão bibliográfica é apresentada no capítulo 2. São discutidos os aspectos considerados mais importantes para o dimensionamento de pavimentos com camadas de solo-cal. Procurou-se desenvolver uma abordagem sobre os materiais, as reações solo-cal, os tipos de tratamento, os diferentes métodos e critérios de dosagem, assim como os fatores que afetam o comportamento resistência-tensão-deformação das misturas de solo-cal.

O capítulo 3 abrange os materiais e os métodos utilizados para se alcançar os objetivos propostos. Nesse capítulo são definidos os fatores controláveis estudados e são apresentados os solos e as cales utilizadas na pesquisa. São descritos os métodos de ensaios de laboratório, incluindo as etapas de preparação das amostras, moldagem e cura dos corpos de prova. Também são apresentadas as informações pertinentes às análises mecánísticas realizadas.

Como a pesquisa compreende duas grandes etapas, os resultados são apresentados nos capítulos 4 e 5. No capítulo 4 são discutidos e analisados os resultados obtidos experimentalmente. Parte dos dados de laboratório foi utilizada nas análises mecánísticas, que são apresentadas no capítulo 5. Nesse, também é proposto um guia para o pré-dimensionamento de pavimentos semirrígidos com camadas de solo-cal.

As principais conclusões da tese são apresentadas no capítulo 6, no qual também são oferecidas sugestões para trabalhos futuros.

Após as referências, são apresentados os resultados que, por motivos de fluência da leitura, não foram incluídos no corpo do texto. Devido à importância dos mesmos nas análises realizadas, esses foram incluídos nos apêndices.

## 2 SOLO-CAL

O dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos com camadas de solo-cal está atrelado a uma série de incertezas que suscitaram a realização deste trabalho. Tais dúvidas contemplam desde as características dos materiais, a dosagem das misturas, os resultados de comportamento mecânico, assim como os mecanismos de degradação. Dessa forma, procurou-se desenvolver uma revisão da literatura que contemple as diferentes variáveis que podem ser encontradas quando do emprego de camadas de solo-cal e que forneça informações importantes para o adequado dimensionamento das mesmas.

Assim, este capítulo descreve os materiais utilizados nas camadas de solo-cal e como ocorrem as reações entre esses. São descritos os procedimentos adotados para a definição do teor de cal, além dos fatores que interferem no comportamento desse tipo de mistura, bem como as propriedades do solo que são alteradas pela cal. Também procurou-se entender acerca dos mecanismos de degradação que afetam as camadas de solo-cal e como a mesma deve ser considerada no dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos.

### 2.1 SOLO

Diferentemente da maior parte dos estabilizadores, nas misturas com cal, o solo é parte integrante das reações, de modo que o tipo de solo tem grande influência no sucesso do tratamento. Alguns parâmetros devem ser considerados quando da verificação da aptidão do solo à cal.

No caso de aterros rodoviários e ferroviários, Celauro et al. (2012) descrevem os parâmetros dos solos como sendo a distribuição granulométrica; a plasticidade; o conteúdo de substâncias potencialmente disruptivas; o teor de umidade natural e a massa específica *in situ*. Com relação à granulometria, deve-se atentar para a presença de materiais mais graúdos a ponto de dificultar o processo de mistura durante a construção ou de impossibilitar sua aplicação do ponto de vista econômico. Os autores acrescentam que o teor de umidade natural é fundamental para a escolha do tipo de cal a ser empregada e também para a dosagem das misturas solo-cal.

Por outro lado, em estudo desenvolvido por Harty e Thompson (1973) acerca de solos tropicais e subtropicais, os mesmos indicaram outras propriedades do solo natural que são consideradas importantes para a verificação quanto à reatividade à cal. São essas: tipo e quantidade de carbono orgânico; características do complexo de troca (como capacidade de troca catiônica e saturação por bases); carbonatos e sulfatos livres; enriquecimento de sódio; quantidade de sílica, alumina e óxidos de ferro; plasticidade; mineralogia da argila e pedologia.

Destaca-se que mais de 80% do território brasileiro é composto por solos tropicais e subtropicais com comportamento particular, o que difere dos tradicionais solos estudados (DAVISON DIAS, 1995). O termo “tradicionais” remete aos solos localizados nas zonas temperadas, onde a maior parte dos países desenvolvidos situa-se, de modo que grande parte dos estudos desenvolvidos são acerca desses.

Em virtude da complexidade genética do solo, é normal ocorrerem variações nos argilominerais, principalmente do ponto de vista quantitativo. Ao se comparar solos tropicais com solos temperados, essa variação, além de ser quantitativa, passa a ser qualitativa (CASTRO, 1995). O autor ressalta que as diferenças apresentadas pelos solos desses dois sistemas estão fundamentadas, basicamente, no comportamento eletroquímico da fração ativa do solo. Tal comportamento os difere em todos os sentidos e remete a grande importância, ao se desenvolver estudos geotécnicos, de se levar em consideração o local onde os mesmos se encontram.

Essas diferenças de comportamento também refletem na forma com que os solos reagem com a cal. Como o solo é parte integrante das reações das misturas solo-cal, uma descrição mais detalhada acerca das características do solo que influenciam nas reações com a cal são apresentadas no item 2.6.1.

## 2.2 CAL

A cal virgem (ou cal viva) é composta de óxidos anidros de cálcio (CaO) e, eventualmente, de magnésio (CaO + MgO), sendo obtida a partir da calcinação, em temperaturas entre 900 e 1200°C, de rochas carbonatadas cálcio-magnesianas (GUIMARÃES, 2001). No Brasil, as reservas dessas rochas são superiores a 40 bilhões de toneladas, sendo que os maiores produtores estão na região sudeste do país, correspondente aos maiores centros consumidores de cimento Portland e cal (GUIMARÃES, 1997).

As propriedades químicas do calcário, assim como as características da queima determinam a qualidade comercial da cal virgem (DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL, 2016). De maneira mais específica, pode-se agrupar as características em geológicas (posição do depósito mineral, cristalinidade, estrutura e textura); técnico-industriais (tipo de forno, controle na queima, equipamentos empregados na calcinação, classificação e posterior hidratação); e decorrentes das impurezas relacionadas às origens e às reações entre os componentes da carga do forno (GUIMARÃES, 2001).

Quanto às características da rocha e das impurezas, é possível classificar a cal em: cal calcítica (ou cálcica) quando apresenta alto teor em óxido de cálcio; cal dolomítica em que a relação entre os óxidos de cálcio e de magnésio é igual à molecular CaO/MgO; e de cal magnésiana para teores de óxido de magnésio entre a cal calcítica e a cal dolomítica (GUIMARÃES, 1997). Ao hidratar a cal virgem, essa transforma-se em cal hidratada (Ca(OH)<sub>2</sub> ou Ca(OH)<sub>2</sub>.Mg(OH)<sub>2</sub>). Cabe ressaltar que o teor de óxido de cálcio (CaO), também conhecido como cal disponível ou cal livre, é empregado para avaliar a concentração da cal (LITTLE, 1995).

Destaca-se que na forma hidratada, é necessária maior quantidade de cal, já que essa apresenta menor teor de óxido de cálcio disponível, quando comparada com a cal virgem (NATIONAL LIME ASSOCIATION, 2004). Quanto ao processo de fabricação, são necessárias 1,8 toneladas de rocha calcária para a produção de uma tonelada de cal virgem, e a partir dessa são obtidas 1,3 toneladas de cal hidratada (DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL, 2016).

Nacionalmente, as cales hidratadas são classificadas como CH-I, CH-II e CH-III com base na NBR 7175 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), que expressa os requisitos para uso em argamassas. De acordo com as recomendações contidas na referida norma, a CH-I apresenta limites mais rígidos quanto às exigências químicas e físicas, seguida da CH-II e da CH-III.

Existe, nos EUA, a *National Lime Association* (NLA), associação responsável por subsidiar a realização de estudos acerca da cal e suas diferentes aplicações, o que permite o desenvolvimento de normas e regulamentações, possibilitando o aproveitamento adequado desse recurso mineral, de modo a aliar questões ambientais e econômicas. Sua vasta experiência documentada, auxilia na adaptação de alguns métodos, conforme materiais e condições locais. É importante destacar a terminologia adotada para as cales hidratadas nos EUA. Essa considera o tipo de cal virgem utilizada e as condições de hidratação empregadas, o que varia a quantidade de água combinada, conforme apresentado na sequência pela *National Lime Association* (2007):

- Cal hidratada de alto teor de cálcio: cal virgem de elevado teor de cálcio produz uma cal hidratada contendo, geralmente, entre 72 e 74% de óxido de cálcio e de 23 a 24% de água combinada quimicamente.
- Cal hidratada dolomítica (normal): sob condições atmosféricas de hidratação, apenas a fração de óxido de cálcio da cal virgem dolomítica hidrata, produzindo uma cal com 46 a 48% de óxido de cálcio, 33 a 34% de óxido de magnésio, e entre 15 e 17% de água combinada quimicamente.
- Cal hidratada dolomítica (sob pressão): cal produzida a partir da cal dolomítica sob pressão, resultando na hidratação de todos os óxidos de magnésio, assim como todo o óxido de cálcio, de forma a alcançar 40 a 42% de óxido de cálcio, 29 a 30% de óxido de magnésio, e entre 25 e 27% de água combinada quimicamente.

Little (1995) destaca que a cal dolomítica é menos reativa ao solo do que a cal de elevado teor de cálcio. O autor explica que ambas têm sido empregadas com sucesso na estabilização de solos, porém existem algumas diferenças físicas e químicas entre as duas que afetam as reações solo-cal, sendo as principais descritas a seguir:

- O  $\text{Ca(OH)}_2$  é em torno de 100 vezes mais solúvel do que o  $\text{Mg(OH)}_2$ , de modo que a cal de alto teor de cálcio fornece mais cálcio livre disponível para a estabilização.
- O MgO não afeta a solubilidade do  $\text{Ca(OH)}_2$ , mas pode retardar sua taxa de solução, podendo então, afetar a taxa de reação entre a cal e o solo.
- O MgO hidrata substancialmente mais devagar do que o CaO. Assim, o MgO presente na cal dolomítica pode não ter hidratado completamente antes da compactação do solo estabilizado, o que pode resultar na expansão posterior à compactação, conforme o MgO hidrata com o tempo.

Existem diferentes propriedades físicas da cal que devem ser consideradas quando do uso das cales. A pureza da cal hidratada está relacionada com sua coloração, de modo que quanto mais

branca a cal, mais pura essa é. Impurezas dentro da cal podem modificar sua coloração, de forma a apresentar uma aparência acinzentada ou amarelada (LITTLE, 1995).

O fator mais importante relacionado à eficiência das reações entre a cal e a água quando da estabilização de solos, é o tamanho das partículas (LITTLE, 1995). Quanto menor o tamanho da partícula, maior é a área superficial exposta, o que eleva a taxa de dissolução da cal (PRUSINSKI e BHATTACHARJA, 1999). A *National Lime Association* (2007) recomenda que a cal hidratada deve apresentar no mínimo 85% de material passante na peneira #200 (0,075 mm). O mesmo é indicado pela NBR 7175 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) para as cales CH-II e CH-III, sendo necessário um mínimo de 90% para a cal CH-I. Quanto à utilização da cal em pavimentação, a especificação de material DNIT 418 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2019b) exige que para a cal hidratada o percentual passante na peneira 0,075 mm precisa ser de no mínimo 93%. A mesma inclui a verificação na peneira de abertura de 0,21 mm, que deve ser maior ou igual a 98%.

Quanto às formas de aplicação, a cal pode ser aplicada na forma de pó ou na forma de lama, sendo que a *National Lime Association* (2004) faz algumas recomendações. Quando aplicada seca (pó), essa é espalhada mais rapidamente e pode ser usada na secagem de solos, sendo a cal virgem mais eficiente do que a cal hidratada. Porém, ocorre a geração de poeira, principalmente quando da aplicação da cal hidratada, já que essa é mais fina e apresenta menor densidade do que a cal virgem. Essa forma de aplicação deve ser evitada quando em áreas urbanas. Já o uso na forma de lama está livre da geração de poeira e a distribuição uniforme é obtida mais facilmente. Porém, tal tipo de aplicação necessita de equipamentos extras, elevando os custos de aplicação, além de não ser prático para solos muito úmidos, dificultando o processo de secagem, quando necessário.

## 2.3 REAÇÕES SOLO-CAL

A cal, quando em contato com o solo, em presença de água, provoca uma série de reações químicas responsáveis por diferentes mudanças no solo. Tais reações são divididas em rápidas e lentas. A troca catiônica e a floculação-aglomeração ocorrem imediatamente e se desenvolvem por pouco tempo (geralmente dentro de algumas horas). Já a carbonatação e as reações pozolânicas são dependentes do tempo e da temperatura, podendo ocorrer por muitos anos. Segundo Diamond e Kinter (1965), no primeiro estágio percebe-se uma melhora significativa da plasticidade do solo e o desenvolvimento de uma pequena resistência permanente; já o segundo estágio é evidenciado pelo lento desenvolvimento de resistência e acumulação de produtos de reação entre o solo e a cal. Na sequência, são descritos como ocorrem os mecanismos de estabilização solo-cal.

### 2.3.1 Reações rápidas

Conforme Bhattacharja et al. (2003), na presença de água, os cátions são hidratados e em conjunto com as moléculas de água, são atraídos para a superfície da argila, formando a dupla

camada difusa, responsável pela plasticidade da argila. A troca catiônica, por sua vez, corresponde à troca entre cátions monovalentes e bivalentes/trivalentes na dupla camada difusa.

Grim (1953) apud. Thompson (1967) explica que o fato de que o cálcio substitui a maioria dos cátions disponíveis na água é fundamentada na série liotrópica, que afirma que os cátions de maior valência substituem os de menor valência, e que os cátions maiores substituem os cátions menores, de mesma valência. Dessa forma, confere a seguinte sequência apresentada por Little (1995):  $\text{Li}^+ < \text{Na}^+ < \text{H}^+ < \text{K}^+ < \text{NH}_4^+ \ll \text{Mg}^{++} < \text{Ca}^{++} \ll \text{Al}^{+++}$ , onde o cátion da direita substitui o da esquerda. Como resultado, quando em mesmas concentrações, o  $\text{Ca}^{++}$  pode substituir facilmente os cátions presentes na maior parte das argilas (LITTLE, 1995).

Tal troca reduz a espessura da dupla camada difusa, e conseqüentemente, a plasticidade da argila (BHATTACHARJA et al., 2003). Ao reduzir a plasticidade, os solos se tornam mais friáveis e mais facilmente trabalháveis (DAVIDSON e HANDY, 1959 apud HILT e DAVIDSON, 1960). Conforme explicado pelos autores, tal comportamento pode ser decorrente tanto da troca catiônica como da aglomeração dos cátions dentro da argila, de forma que ambos os processos alteram a carga elétrica em torno das partículas de argila.

Dessa maneira, as partículas de argila se tornam eletricamente atrativas umas às outras, causando a floculação ou agregação e passam a atuar como agregados, se comportando como um silte de baixa plasticidade ou coesão (DAVIDSON e HANDY, 1959 apud HILT e DAVIDSON, 1960). Segundo Herzog e Mitchell (1963), a floculação ocorre devido ao aumento da concentração eletrolítica da água intersticial e também como resultado da troca catiônica da argila para a forma de cálcio. A troca catiônica é responsável pelo início do processo de estabilização, sendo seguida pela floculação-aglomeração das partículas (PRUSINSKI e BHATTACHARJA, 1999). Eades e Grim (1966) verificaram que, para grande parte das argilas, a troca catiônica se completa em uma hora. Assim como a troca catiônica, a floculação-aglomeração é relativamente rápida, sendo que as mudanças mais significativas ocorrem dentro de algumas horas de mistura (PRUSINSKI e BHATTACHARJA, 1999).

O efeito da troca catiônica no tamanho da dupla camada difusa é ilustrado na Figura 2.1. Little (1995) explica que “A” corresponde às partículas de solo argiloso de baixa resistência, onde as partículas são separadas por espessas camadas de água; sendo que a adição de cal reduz a camada de água, como pode ser visto em “B”, permitindo então a floculação das partículas. O autor comenta que quando as partículas de argila conseguem se aproximar umas das outras, devido à redução do tamanho da camada de água, ocorre a atração borda à face (aglomeração) ou floculação das partículas. Tal comportamento é responsável pelo desenvolvimento de uma resistência ao cisalhamento substancial (LITTLE, 1995).

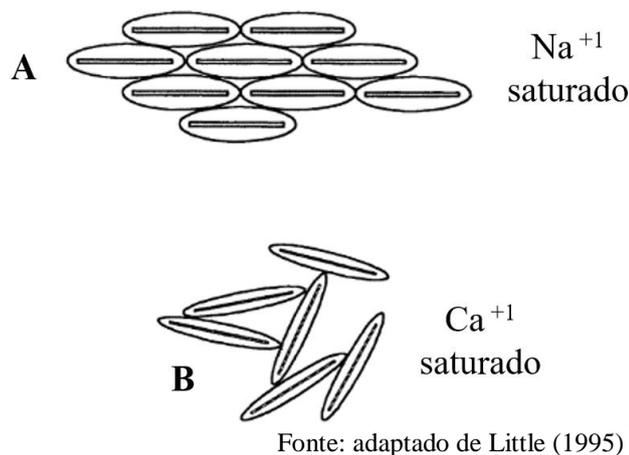
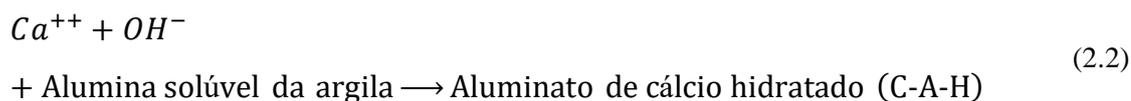
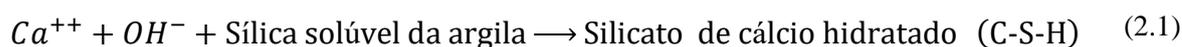


Figura 2.1: Efeito das reações rápidas nas partículas de solo

Para finalizar, Little (1995) procurou sintetizar os resultados provocados pela troca catiônica e floculação-aglomeração das partículas. O autor explica que tais reações provocam a estabilização da camada de água adsorvida e uma redução substancial no seu tamanho; seguido do aumento do atrito interno entre os aglomerados, com a elevação da resistência ao cisalhamento dos agregados, além de resultar em uma trabalhabilidade muito maior devido à mudança textural de uma argila plástica para um material friável.

### 2.3.2 Reações lentas

A adição de cal ao solo provoca o aumento instantâneo do pH, devido à solução e dissociação do  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . O alto pH, por sua vez, eleva a reatividade superficial da sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e da alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) presentes no solo. Os íons de cálcio se combinam com a sílica e alumina reativas hidratadas e formam um material cimentício que endurece gradualmente (HERZOG e MITCHELL, 1963). Como relatado por Clare e Cruchley (1957), tal efeito cimentante ocorre devido à formação de silicatos e aluminatos de cálcio hidratados, de modo que o equilíbrio só é alcançado depois de longos períodos. As reações e os produtos formados são expressos nas Equações (2.1) e (2.2).



Em 1962, Eades relatou que a formação dos componentes de C-S-H resultaram do ataque da cal nas bordas dos argilominerais em ambiente de elevado pH da solução de água e cal (LITTLE, 1995). O autor ressalta que, na realidade, a cal erodiu essas micropartículas com a formação de silicatos de cálcio gelatinosos não cristalinos, que se comportam como um cimento, mantendo essas partículas juntas.

Segundo Little (1995), as reações pozolânicas continuam ocorrendo enquanto o pH se mantém alto o suficiente, e enquanto tem cálcio residual suficiente no sistema para combinar com a

sílica e a alumina do solo. Assim, o processo ocorre durante meses, e é responsável pelo aumento na resistência com o tempo de solos estabilizados com cal (OLA, 1977). Além disso, dados de campo demonstram que a resistência de algumas misturas continua aumentando por períodos superior a dez anos (LITTLE, 1995).

Conforme explicado por Castro (1995), a reação pozolânica entre os argilominerais do solo e a cal ocorre lentamente, devido à boa organização estrutural dos minerais de partida. Além disso, o autor acrescenta que a energia superficial é pequena, são hidratados e formados à temperatura e pressão ambientes. Assim, o desenvolvimento da resistência mecânica ocorre de maneira gradual e estende-se por um longo período. O autor também ressalta que a água tem grande importância na estabilização de solos com cal, já que a cal deve-se dissolver para liberar os íons  $\text{Ca}^{+2}$  e  $\text{OH}^-$  que se difundem até os locais adequados para reagirem. Portanto, a umidade deve estar sempre presente para que o processo pozolânico prossiga sem interrupção (CASTRO, 1995).

Uma reação adicional que ocorre entre o solo e a cal é a carbonatação. Segundo Herrin e Mitchell (1961), o dióxido de carbono do ar reage com a cal, formando carbonato de cálcio, o que é uma reversão do processo de produção da cal. Os autores ressaltam que os carbonatos, além de formarem cimentos fracos, também detém a ação pozolânica, inibindo assim, os ganhos normais de resistência. Tais verificações, de que a carbonatação pode prejudicar a resistência das misturas solo-cal também foram documentadas por outros autores (DIAMOND e KINTER, 1965; HILT e DAVIDSON, 1960; JAWAD et al., 2014). Segundo Mallela et al. (2004) e TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1987), a carbonatação pode ser evitada a partir da redução da exposição ao ar e à chuva, que pode ser realizada pelo uso de procedimentos de construção adequadamente acelerados e sequenciados. Nesse processo, engloba-se as diferentes etapas construtivas, como mistura, compactação e imprimação da camada.

Considerando os efeitos indesejáveis relacionados à carbonatação, deve-se reduzir ao máximo a exposição atmosférica durante o manuseio e armazenamento da cal (NATIONAL LIME ASSOCIATION, 2007). Em estudo desenvolvido por Rogers e Glendinning (2000), os autores verificaram que a cal armazenada por um longo período pode estar sujeita a um pequeno grau de carbonatação, mesmo se os sacos se mantiverem fechados.

Embora Thompson (1966a) tenha afirmado que as reações pozolânicas são os principais mecanismos de elevação da resistência, ele acredita que a carbonatação da cal possa contribuir levemente para tal aumento. Além disso, Herzog e Mitchell (1963) explicam que o carbonato de cálcio mantém as partículas juntas, elevando sua estabilidade.

Conforme abordado por Paige-Green (2008), a carbonatação é acompanhada por um significativo aumento de volume. Dessa forma, se as forças expansivas geradas forem superiores à resistência à tração acumulada do material, resultará no enfraquecimento do material estabilizado. Porém, por outro lado, caso o material desenvolva resistência à tração suficiente para suportar as forças expansivas, nenhuma ação prejudicial ocorrerá. Tais constatações realizadas pelo autor explicam que a carbonatação nem sempre é necessariamente prejudicial ao material.

## 2.4 MELHORAMENTO E ESTABILIZAÇÃO

Existem, essencialmente, duas maneiras de tratar um solo com cal. É possível melhorar as propriedades do solo a partir da adição de cal, processo conhecido como melhoramento de solos. Por outro lado, quando a adição de cal ao solo resulta em melhor comportamento mecânico, conclui-se que está ocorrendo a estabilização do solo. Tais tratamentos são descritos na sequência e estão fortemente relacionados com as reações anteriormente comentadas.

Conforme explicado por Little (1995), o fenômeno de troca catiônica, e consequente mudança textural, ocorre com todas as argilas. Ele ressalta que a intensidade do efeito, bem como a quantidade de cal requerida para causar a troca catiônica é baseada nas condições químicas e mineralógicas do solo e o ambiente aquoso. Os fenômenos provocados pelas reações rápidas promovem modificações na mistura solo-cal. Dessa maneira, as mudanças nas propriedades físicas do solo a curto prazo, quando da adição da cal, são referidas como melhoramento do solo (LITTLE, 1995).

Alguns dos benefícios proporcionados pelo melhoramento dos solos são relatados pela *National Lime Association* (2005). A técnica favorece o manuseio do solo devido à alteração da sua textura, fornece uma plataforma de trabalho para construção subsequente, reduz a plasticidade para atender as especificações e condiciona o solo para tratamento posterior.

Essas mudanças nas propriedades do solo possibilitam a obtenção de diferentes vantagens práticas em uma obra de infraestrutura rodoviária. Dentre elas, a *National Lime Association* (2005) descreve que é possível acelerar os processos construtivos, sendo que os serviços de terraplenagem são facilitados pela alteração das características do solo, que melhoram o processo de compactação. Ainda, tem-se o desenvolvimento de uma plataforma de trabalho estável que resiste à chuva, o que também é favorável em termos de velocidade de construção. Além disso, destaca-se a possibilidade de se maximizar a utilização de materiais locais e de baixo custo, que é um dos grandes benefícios do tratamento de solos.

A resistência a longo prazo, por outro lado, é mais complexa e fortemente influenciada pelas características do solo e do ambiente. Contudo, muitos solos argilosos são reativos à cal e respondem com um aumento de resistência apreciável devido ao desenvolvimento de uma matriz cimentícia entre as partículas de solo. O desenvolvimento da resistência pozolânica que ocorre com o tempo é responsável pela estabilização do solo (LITTLE, 1995).

Segundo a *National Lime Association* (2005), a estabilização com cal transforma quimicamente a maioria dos solos argilosos, gerando uma redução significativa nas características de retração e expansão dos mesmos. Quanto ao comportamento mecânico, essa proporciona um aumento considerável das resistências à compressão simples e à tração, bem como da capacidade de suporte. A *National Lime Association* (2005) acrescenta que a estabilização com cal cria uma barreira resistente à água, capaz de impedir a migração de águas superficiais de cima e a umidade capilar abaixo, o que auxilia a manter a resistência do subleito. De acordo com Thompson (1970), solos estabilizados com cal podem ser utilizados como materiais de base e de sub-base de pavimento, dependendo das suas propriedades e da natureza da rodovia.

## 2.5 DOSAGEM DE MISTURAS SOLO-CAL

A realização de qualquer procedimento de melhoramento ou estabilização de solos com cal, assim como com outro agente estabilizador, exige a definição prévia do teor de estabilizante a ser empregado. Estudos acerca da dosagem para misturas solo-cal vêm sendo desenvolvidos e aprimorados há mais de 60 anos, de forma que é importante conhecer os métodos de dosagem mais empregados, bem como as especificações usualmente adotadas na seleção do teor de cal, considerando-se critérios utilizados em diferentes países. Na sequência, são descritas informações acerca dos métodos e especificações usualmente utilizados.

### 2.5.1 Métodos de dosagem

Em estudo desenvolvido por Hilt e Davidson (1960), os autores verificaram que existe um teor de cal responsável pela fixação da cal ao solo, a partir do qual não ocorre variação significativa no limite de plasticidade. Ao correlacionar os resultados de limite de plasticidade (LP) com os de resistência à compressão simples (RCS) das misturas solo-cal, foi possível verificar que até determinado teor de cal não ocorre variação significativa da resistência. Porém, ao aplicar teores acima desse, é possível observar um elevado aumento da RCS. Dessa maneira, os autores concluíram que o ponto de fixação da cal (*lime fixation point – LFP*) corresponde à quantidade de cal necessária para a melhora da trabalhabilidade do solo, sendo que teores acima desse são responsáveis pela formação de materiais cimentantes em solos argilosos. Com isso, é possível acrescentar que o *LFP* implica na divisão entre os processos de melhoramento e estabilização.

Existe também, o método que contempla a redução do índice de plasticidade (IP) e que é aplicável tanto para cal como para cimento, conforme explicado por Prusinski e Bhattacharja (1999). Nesse, são realizados ensaios com o solo natural e com diferentes teores de estabilizante. O IP, quando suficientemente baixo, garante que o subleito apresente um potencial de retração-expansão mínimo e exibe melhoras texturais e também na resistência. O objetivo proposto pelo método, nesse caso, é promover a redução da plasticidade a partir da adição da cal, de modo que geralmente se deseja IP menores do que 10 ou 15%, conforme as especificações (PRUSINSKI e BHATTACHARJA, 1999).

Eades e Grim (1966) verificaram a necessidade de um ensaio rápido e simples para a determinação da quantidade de cal para a estabilização de um solo, já que, segundo os autores, os ensaios realizados até aquele momento eram demorados e necessitavam de mão de obra qualificada. Desenvolveram o método do pH, cujo procedimento de ensaio é normatizado pela AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2006) e, nacionalmente, pelo DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2019). O ensaio consiste na determinação do pH de misturas de solo, cal e água, após o período de uma hora. A partir dos resultados, o menor teor de cal, que alcança um pH de 12,4 é o teor requerido para estabilizar o solo. Como limitação desse procedimento destaca-se que, devido ao pequeno período de mistura, o mesmo não leva em consideração o desenvolvimento das reações pozolânicas que resultam em aumento de resistência, de forma que a obtenção de pH de 12,4 não é garantia da estabilização do solo.

Rogers et al. (1997) propuseram o desenvolvimento do método *modified initial consumption of lime (ICL)*, que indica o teor de cal necessário para o melhoramento de solos argilosos a partir de dados provenientes do ensaio para determinação do pH e da plasticidade. Os autores verificaram que os dois ensaios se complementam bem, e recomendam que seja realizada uma análise completa dos resultados obtidos pelo método do pH, ao invés de se concentrar em valores específicos de pH, como sugerido por Eades e Grim (1966).

O método de Thompson (THOMPSON, 1966a) consiste na avaliação da resistência à compressão simples de amostras de solo e cal compactadas na energia normal curadas por 28 dias a 73°F (aproximadamente 23°C). Os resultados de RCS devem ser comparados com os obtidos para o solo natural, de modo que a reatividade à cal de um determinado solo corresponde à diferença entre a resistência obtida pela mistura solo-cal e a resistência do solo natural. São considerados reativos à cal, os solos que apresentarem um ganho de resistência superior a 0,35 MPa. Para valores de reatividade à cal inferiores à 0,35 MPa, considera-se o solo como não-reativo. Segundo o critério proposto por Thompson (1966a), Thompson (1970) ressalta que solos não reativos à cal podem ser denominados como solos melhorados pela cal, sendo que os solos reativos à cal representam as misturas solo-cal. Na presente tese, esses são denominados de solos estabilizados pela cal.

Para propostas de melhoramento, Thompson (1970) recomenda que a definição do teor de cal seja baseada na avaliação do efeito do teor de cal no índice de plasticidade do solo. O autor sugere que o teor de cal de projeto deve corresponder ao menor teor que provoca reduções no IP do solo, de forma que teores mais elevados não provocam efeitos significativos no índice de plasticidade. Quanto aos solos estabilizados pela cal, a resistência é uma propriedade importante, além de ser um indicativo da sua durabilidade (THOMPSON, 1970). Dessa forma, o autor recomenda a adoção do teor de cal, acima do qual não se obtém ganhos significativos de resistência.

Conforme explicado por Castro (1995), questões de ordem operacional e relacionadas com o tempo, suscitaram a busca por procedimentos mais simples capazes de prever preliminar e rapidamente a capacidade de reação do solo. O autor destaca que, ao trabalhar com solos tropicais, a dificuldade na dosagem aumenta, pois, tais solos apresentam comportamento bem diversificado com relação à química, mineralogia, granulometria e microestrutura; o que resulta em solos mais ou menos reativos. No Brasil, Castro (1995) desenvolveu um método físico-químico expedito baseado na adsorção da cal para solos tropicais sesquioxídicos. Esse é capaz de quantificar a reatividade superficial e indicar a suscetibilidade de um solo à estabilização com cal. É importante ressaltar que para a dosagem de misturas solo-cimento, o procedimento é normatizado nacionalmente (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2019a).

Percebe-se que não existe um consenso acerca do método de dosagem mais adequado para processos de melhoramento e de estabilização de solos com cal. Por um lado, é importante se trabalhar com métodos expeditos, em função da agilidade na obtenção dos resultados; porém, por outro lado, tais métodos não conseguem prever a ocorrência das reações pozolânicas entre o solo e a cal, que demandam tempo e condições adequadas de cura.

### 2.5.2 Critérios e procedimentos adotados nacionalmente e internacionalmente

Recentemente, o DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES desenvolveu uma série de normas que contemplam obras rodoviárias, onde são previstas camadas de solo-cal, de forma que o teor mínimo de cal necessário para estabilizar quimicamente o solo deve ser determinado com base no método do pH. Destaca-se que o tipo de cal é restrito à cal calcítica, podendo essa ser virgem ou hidratada. Quanto à limitação do tipo de cal, acredita-se que se deve à grande variabilidade nas características das cales dolomíticas produzidas nacionalmente, o que pode acarretar em comportamentos muito distintos quando empregadas na estabilização de solos. Além da maior dificuldade de enquadramento nas especificações, a menor quantidade de óxido de cálcio disponível para reagir com o solo geralmente proporciona resultados de resistência e rigidez inferiores aos obtidos quando do tratamento de solos com cal calcítica.

Ainda, os procedimentos recomendam que o teor de cal adotado no projeto deve ser aquele que proporciona o aumento requerido de Índice de Suporte Califórnia (ISC), RCS ou módulo de resiliência (MR) em relação ao solo puro, considerando a proporção prevista no dimensionamento do pavimento. As especificações de serviço contemplam informações quanto às espessuras mínimas e máximas das camadas, sendo que as mesmas devem ser entre 12 e 20 cm. A cura da camada deve ser realizada com emulsão asfáltica e a abertura ao tráfego é permitida após um período mínimo de 7 dias. Na sequência são apresentadas as especificações de serviço, de acordo com a camada executada e também são apresentadas informações acerca da energia de compactação e do grau de compactação (GC) exigidos.

- DNIT-ES 420 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2019d): emprego como base de pavimentos com tráfego leve, cujo número N seja menor ou igual a  $5,0 \times 10^6$ . Utilização da energia intermediária na compactação das camadas de solo-cal, sendo que o GC deve ser igual ou superior a 100%.
- DNIT-ES 421 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2019e): emprego como sub-base de pavimentos. Utilização da energia normal ou intermediária na compactação das camadas de solo-cal, sendo que o GC deve ser igual ou superior a 100%.
- DNIT-ES 422 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2019f): emprego como melhoria de subleito de pavimentos. Utilização da energia normal na compactação das camadas de solo-cal, sendo que o GC deve ser igual ou superior a 95%.

Nacionalmente, destaca-se a existência de especificações estaduais, que até 2018, eram as únicas disponíveis. Dessa forma, de acordo com as especificações para sub-base ou base de solo-cal do Estado de São Paulo (DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO, 2006), e para camadas de solo-cal-cimento do Estado do Paraná (DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ, 2005), o teor de estabilizante deve ser definido experimentalmente. Porém, tais especificações não

indicam os procedimentos de dosagem que devem ser adotados, apenas recomendam que o teor mínimo de cal seja igual a 3%. Quanto aos critérios de resistência, o DER-PR especifica que a RCS, aos 7 dias de cura, deve ser igual ou superior à adotada no projeto de mistura, mas não recomenda valores mínimos (DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ, 2005). Já o DER-SP faz menção apenas ao ensaio de ISC, sendo indicado  $ISC \geq 60\%$  para camada de base e  $ISC \geq 30\%$  para sub-base de pavimento (DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO, 2006).

Com relação ao teor de cal de projeto, Thompson (1970) recomenda não utilizar teores menores do que 3% em campo, em função da possibilidade de ocorrência de problemas quanto à distribuição e mistura de pequenas quantidades de cal, o que não garante a homogeneidade dessa camada. Segundo Thompson (1966a), o teor mínimo de 3% é recomendado pela *National Lime Association*.

Observando-se as especificações nacionais, percebe-se a carência de informações quanto a parâmetros mínimos de resistência e de rigidez que a camada deve apresentar tendo em vista seu emprego (reforço de subleito, sub-base e base). Ainda, o ISC, não é o parâmetro mais adequado para avaliar o comportamento de materiais cimentados, como o solo-cal.

Os métodos de dosagem mais empregados internacionalmente variam dentre aqueles descritos no item 2.5.1. Em alguns países, todavia, foram desenvolvidos outros procedimentos para a seleção do teor de cal, em função das características dos solos locais e dos equipamentos disponíveis. Dentre os procedimentos expeditos, verifica-se a frequente utilização do método do pH. Porém, destaca-se, que grande parte das especificações internacionais explicitam a necessidade de verificação da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura úmida a 23°C (ou 7 dias de cura acelerada a 40°C), principalmente quando da estabilização com cal.

Com relação à resistência almejada, essa varia em função da camada na qual será empregado o solo-cal. A partir de uma adaptação das resistências sugeridas por Thompson (1970), Little (1995) recomenda um valor mínimo de 0,7 MPa para aplicação como sub-base e de 1 MPa para uso como camada de base, ambas aos 28 dias de cura. Segundo Puppala (2016), as especificações do Departamento de Transportes do Texas (*Texas Department of Transportation - TxDOT*) e *Oklahoma DOT* exigem 0,35 MPa e 1 MPa de resistência aos 28 dias de cura, quando do emprego do solo-cal como camada de reforço e de base, respectivamente.

Em Louisiana, nos EUA, Ardah et al. (2017) explicam que a resistência varia quanto ao tipo de camada, bem como se diz respeito à uma rodovia ou a uma estrada não pavimentada. Para aplicação do solo-cal como material de sub-base de uma rodovia, deseja-se a estabilização dessa camada, sendo exigida uma RCS mínima de 2,1 MPa aos 28 dias de cura úmida ou 7 dias de cura acelerada (GAUTREAU et al., 2009). Conforme apresentado por Ardah et al. (2017), quando se trata de uma estrada não pavimentada, existem duas subdivisões. Caso o solo de subleito seja fraco e úmido, esse pode ser melhorado com cal a fim de se alcançar uma plataforma de trabalho (reforço do subleito), sendo então exigida uma resistência de 0,35 MPa.

Já para aplicação como camada de sub-base, essa deve ser de no mínimo 0,7 MPa (ARDAH et al., 2017).

No trabalho desenvolvido por Little (1999), o autor apresenta um compilado com os critérios de resistência adotados por diferentes agências de transportes dos EUA. Ele verificou que a RCS mínima exigida para base ou sub-base de solo-cal variava, na grande parte, entre 0,7 e 1,4 MPa. Ele ressalta sobre o processo lento de ganho de resistência quando de um material estabilizado com cal, que se diferencia do cimento Portland. Porém, como abordado pelo autor, misturas solo-cal podem alcançar resistências bastante elevadas, da ordem de 7 a 10 MPa, ou até maiores, em tempos prolongados.

Na Austrália, existem diferenças entre os métodos de dosagem adotados pelas autoridades rodoviárias estaduais. O Departamento de Transportes e Estradas Principais (*Department of Transport and Main Roads – TMR*), utiliza teores de cal acima de 5% para atingir a RCS de 1,5 MPa após 28 dias de cura, enquanto que o Departamento de Transportes de Victoria (*VicRoads*) não especifica uma resistência ou módulo mínimo, mas seleciona um módulo de projeto do material a partir de ensaios laboratoriais de ISC (JAMESON, 2013).

As informações acerca das resistências mínimas sugeridas pelas especificações mencionadas são sintetizadas na Tabela 2.1. Em geral, são recomendadas as resistências de 0,35 MPa para reforço do subleito, 0,7 MPa para sub-base e 1 MPa para base.

Tabela 2.1: Resistências sugeridas para emprego de camadas em solo-cal

<b>Especificação</b>	<b>Tipo de camada</b>	<b>RCS<sub>mín</sub> (MPa)</b>	<b>Cura (dias)</b>	<b>Referên cia</b>
<i>Texas Department of Transportation (TxDOT) e Oklahoma DOT</i>	Reforço do subleito	0,35	28	Puppala (2016)
	Base	1,00	28	
<i>Louisiana Department of Transportation and Development</i>	Reforço do subleito (estrada não pavimentada)	0,35	7* ou 28	Gautreau et al. (2009) e Ardah et al. (2017)
	Sub-base (estrada não pavimentada)	0,70	7* ou 28	
	Sub-base (rodovia)	2,10	7* ou 28	
Adaptação do método proposto por Thompson (1970)	Sub-base	0,70	28	Little (1995)
	Base	1,00	28	
<i>Department of Transport and Main Roads (TMR) - Austrália</i>	Reforço do subleito	1,50	28	Jameson (2013)

\*cura acelerada a 40°C

## 2.6 FATORES DE INFLUÊNCIA NO COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-CAL

A ocorrência e a intensidade das reações entre o solo e a cal dependem de diferentes características e condições, relacionadas aos materiais e ao ambiente. Na sequência são apresentados os principais fatores que influenciam no comportamento de misturas solo-cal.

### 2.6.1 Características do solo

Em estudo realizado por Thompson, em 1968, ele verificou que todos os solos finos reagem com a cal e afetam positivamente propriedades como trabalhabilidade, plasticidade e expansão (OLA, 1977). Segundo Thompson (1966a), a fração argila é considerada a principal fonte de sílica e alumina de um solo, mas os minerais presentes no silte também podem servir como fonte. O autor ainda destaca que como a argila tem maior superfície específica, ela promove uma maior solubilidade do que a fração silte.

Conforme explicado pela *National Lime Association* (2004), em geral, solos argilosos de granulometria fina, com no mínimo 25% de material passante na peneira #200 e índice de plasticidade superior a 10%, são considerados bons candidatos para a estabilização. Quanto aos solos aptos para o melhoramento com cal, Gautreau et al. (2009) explicam que no Estado de Lousiana – EUA, devem apresentar índice de plasticidade maior ou igual a 5% e conter mais do que 35% de material passante na peneira #200.

Quanto aos argilominerais presentes, Hilt e Davidson (1960) comentam que argilas expansivas contendo montmorilonita reagem rapidamente com a cal, de modo a perder a plasticidade imediatamente, apresentando ganhos lentos de resistência após a compactação. Por outro lado, Puppala (2016) verificou que solos contendo mais do que 40% de montmorilonita na fração argila não são eficientemente estabilizados com cal, pois são mais suscetíveis à ruptura prematura depois da estabilização química quando expostos às mudanças de umidade. Com base em estudo desenvolvido por Davidson e Handy, em 1959, Hilt e Davidson (1960) explicam, que as argilas contendo ilita, clorita, vermiculita ou caulinita são menos efetivas para uso com cal. Em 1964, Mateos verificou que solos com montmorilonita e caulinita respondem melhor ao tratamento com cal do que solos com ilita e clorita (THOMPSON, 1966a). Essas divergências encontradas são explicadas por Castro (1995). O autor descreve que a microestrutura do solo influencia significativamente nas reações com a cal, de modo que a relação entre as partículas pode mudar, mesmo no caso de solos com características similares (mesmos argilominerais, por exemplo).

Solos contendo quantidades significativas de matéria orgânica (> 1%) ou sulfatos (> 0,3%) podem requerer cal adicional e/ou procedimentos de construção especiais (NATIONAL LIME ASSOCIATION, 2004). Castro (1995) atribui a presença de hidróxidos de ferro e matéria orgânica à possibilidade de bloquear, parcial ou totalmente, a superfície dos cristais dos argilominerais, o que acarreta em perda de reatividade. Como explicado por Thompson (1966a), a matéria orgânica pode se combinar com a cal adicionada ao solo, bem como inibir a dissolução da sílica e/ou alumina do solo, retardando assim as reações pozolânicas da mistura solo-cal.

Em estudo desenvolvido por Thompson (1966a) com solos de zonas temperadas, ele verificou que certas propriedades naturais do solo podem afetar o comportamento de misturas solo-cal. Com relação ao pH, ele constatou que um pH superior a 7 é indicativo da boa reatividade do solo com a cal, de modo que quanto maior o pH, maior a reatividade à cal. Quanto às propriedades de engenharia, como limite de liquidez, índice de plasticidade, índice de grupo e teor de argila ( $< 2 \mu$ ), foi observado que as mesmas não influenciam significativamente a reatividade à cal. Igualmente, foi verificado que a capacidade de troca catiônica (CTC), as bases trocáveis totais e as bases permutáveis (Ca, Mg, Na e K) não estão significativamente correlacionadas com a reatividade à cal. O estado de intemperismo de um solo, por outro lado, conforme definido por várias propriedades qualitativas e quantitativas, está intimamente relacionado com a reatividade à cal. Verificou também que os solos mal drenados apresentam reatividades à cal mais altas do que os solos bem drenados. Conclui que propriedades e características naturais do solo podem ser usadas para estimar quantitativamente a reatividade à cal.

Solos tropicais e subtropicais foram alvo do estudo desenvolvido por Harty e Thompson (1973), que estudaram o comportamento de 26 solos com adição de cal. Dentre esses, 10 solos foram classificados pedologicamente como oxissolos e outros 10 como pertencentes ao grupo dos ultissolos. Ressalta-se que os ultissolos se desenvolveram do processo de intemperismo convencional, apresentando características de reatividade similares aos solos de zona temperada. Ao relacionar os grupos de solos do *Soil Taxonomy* com o Sistema Brasileiro de Classificação de solos (SiBCS), os ultissolos apresentam características semelhantes aos Argissolos e os oxissolos são parecidos com os Latossolos (SANTOS et al., 2018). Foi verificado por Harty e Thompson (1973) que o estado do intemperismo e a suscetibilidade ao ataque pela cal têm igual ou maior importância na determinação da reatividade de solos tropicais, e particularmente aos oxissolos, do que qualquer quantidade de sílica e/ou alumina total.

No trabalho desenvolvido por Harty e Thompson (1973), foi demonstrado que os horizontes B de solos intemperizados tropical e subtropicalmente exibem comportamentos distintos quanto à reatividade à cal. Foi verificado que nenhuma propriedade pode ser usada individualmente para prever com precisão a reatividade à cal de solos tropicais e subtropicais, de modo que são necessárias no mínimo duas propriedades ou características dos solos. Os ultissolos e os oxissolos apresentam índices diferentes para intemperismo e reatividade à cal. Dentro dos ultissolos, o pH do solo é um bom índice para intemperização e reatividade à cal. Similarmente, a CTC e a saturação por bases são úteis para verificar a reatividade à cal dos ultissolos. As concentrações relativas dos constituintes básicos do solo, como a relação sílica sesquióxidos e com menos expressão, a relação sílica-alumina, são excelentes índices de intemperismo e reatividade à cal para os oxissolos. O perfil de drenagem, os teores de ferro extraíveis, a presença de carbonatos livres e a presença de sulfatos geralmente não são importantes como índices de reatividade de solos tropicais e subtropicais. Segundo os autores, a cal requerida para maximizar a resistência de solos tropicais e subtropicais tratados com cal são geralmente maiores do que a necessária para os solos das zonas temperadas.

Em estudo realizado por Rezende (2003), a autora aponta a importância da porcentagem de alumínio livre/trocável (Al) na suscetibilidade à estabilização de solos tropicais com cal. Após o tratamento químico dos solos estudados pela autora, foi verificado que o Al passa a ser nulo. Ainda, foi observado que o solo com maior teor de alumínio trocável apresentou melhor comportamento mecânico ao ser estabilizado com cal. Tal constatação já havia sido verificada por Gu (1998) apud. Rezende (2003), em que solos com ferro e alumínio estabilizados com cal alcançaram melhores respostas mecânicas do que aqueles apenas com ferro, ou seja, sem alumínio.

Com base nas informações expostas, observa-se que há uma certa dificuldade para percepção das características dos solos que influenciam no seu comportamento com a cal, em virtude da complexidade genética dos mesmos. Dessa forma, a verificação da aptidão dos solos tropicais à cal e a identificação de possíveis características consistem em uma lacuna que a presente tese procura estudar.

### 2.6.2 Tipo e teor de cal

Conforme relatado por Thompson (1967), é imprescindível considerar o tipo de cal empregado no caso da estabilização de solos. Porém, essa questão não tem tanta importância quando o objetivo é melhorar a trabalhabilidade e reduzir a umidade do solo natural, como é o caso do melhoramento de solos.

O alto pH de uma solução de água e cal tem uma importância prática na estabilização de solos. Com isso, Little (1995) explica que a temperatura é um fator importante, de modo que um aumento na temperatura reduz a solubilidade do  $\text{Ca(OH)}_2$ , reduzindo levemente o pH. Uma vez que o  $\text{Mg(OH)}_2$  é menos solúvel do que o  $\text{Ca(OH)}_2$ , é necessária uma maior quantidade de cal dolomítica do que cal calcítica para alcançar o pH da solução (LITTLE, 1995).

Thompson (1967) estudou o efeito do tipo de cal na resistência de misturas solo-cal. Para tal, foram consideradas três cales: cal calcítica de elevado teor de cálcio (A), cal dolomítica monohidratada (B) e cal calcítica hidratada como subproduto da fabricação de gás acetileno a partir do carboneto de cálcio (C). O trabalho consistiu na determinação de um teor ótimo de cal para cada mistura estudada, definido estatisticamente como aquele que alcança a maior resistência, e que um acréscimo no teor de cal não induz a um aumento da resistência. O autor verificou que um menor teor de cal do tipo A foi necessário para estabilizar os solos, podendo-se concluir que a cal calcítica de elevado teor de cálcio foi mais efetiva do que as demais cales estudadas. Por outro lado, as maiores resistências foram obtidas com a cal dolomítica, que podem ser atribuídas ao maior teor de cal empregado.

Em estudo desenvolvido por Ormsby e Kinter (1973), os autores verificaram que a eficiência do tipo de cal está relacionada aos argilominerais presentes no solo. Para solos com caulinita como argilomineral predominante, a cal calcítica apresentou maiores resistências, quando comparada à cal dolomítica. Por outro lado, para solos com predominância de montmorilonita, a cal dolomítica apresentou um comportamento à RCS levemente superior.

Lovato (2004) verificou que para o solo laterítico estudado, classificado pedologicamente como Latossolo Vermelho, sendo esse rico em caulinita; a cal calcítica apresentou maiores resistências, sendo essas entre 28 e 55% superiores às resistências obtidas com a cal dolomítica, indo ao encontro do que foi constatado no trabalho de Ormsby e Kinter (1973). Além disso, foi estudado o efeito do teor de cal na RCS aos 28 dias de cura, a partir da adoção dos teores de 3, 5, 7 e 9%. Como resultado, Lovato (2004) observou que o aumento do teor de cal nessa faixa produziu ganhos significativos de resistência.

Al-Mukhtar et al. (2012) verificaram que a aumento do teor de cal calcítica reduziu o índice de plasticidade, a pressão de expansão e a permeabilidade de misturas solo-cal. Além disso, os autores observaram um aumento na RCS, sendo que o aumento no teor de cal de 1 para 4% representou ganho mais significativo de resistência do que o alcançado entre 4 e 10% de cal.

Resultados obtidos por Herrin e Mitchell (1961) e por Laguros (1965), contrastam com os apresentados até então. Os autores observaram que a cal dolomítica produz maior resistência ao misturá-la com um solo plástico, se comparada com a cal calcítica de elevado teor de cálcio. Porém, para baixos teores de cal, ambas apresentaram resistências parecidas. Os autores também verificaram que a cal virgem foi mais efetiva na estabilização de solos do que a cal hidratada.

Segundo explicações de Bhattacharja et al. (2003), na presença de magnésio, que é o caso na cal dolomítica, o cálcio disponível por unidade de peso é reduzido, de modo que deve ser compensando com o emprego de um teor mais elevado. Além disso, como o hidróxido de magnésio é significativamente menos solúvel do que o hidróxido de cálcio, a cal calcítica fornece mais cal livre para a estabilização (PRUSINSKI e BHATTACHARJA, 1999). Ainda, conforme relatado pela *National Lime Association* (2004), a cal dolomítica pode apresentar um bom desempenho na estabilização de solos, embora a fração de magnésio reaja mais lentamente do que a fração de cálcio.

A partir das constatações verificadas, percebe-se que, em geral, a cal dolomítica necessita de um teor ótimo de cal mais elevado do que a cal calcítica; o que, em alguns casos, faz com que as misturas com cal dolomítica apresentem maiores resistências. É importante atentar para as características físicas e químicas das cales, já que as propriedades do calcário, bem como os procedimentos adotados na fabricação das cales podem proporcionar cales com características distintas, embora classificadas como calcítica ou dolomítica. Essas alterações podem afetar significativamente o comportamento das mesmas quando misturadas ao solo, por isso deve-se garantir o enquadramento da cal utilizada quanto às exigências normativas.

### 2.6.3 Energia de compactação

Como observado por Davidson, em 1961, a energia de compactação influencia significativamente a resistência de misturas solo-cal (OLA, 1977). Quanto maior a densidade da mistura, maior a resistência (THOMPSON, 1966a). Segundo Little (2000), a compactação na energia modificada é facilmente alcançada com o equipamento de campo convencional, e a resistência obtida é substancialmente maior do que quando compactada na energia normal. O

autor ressalta que algumas agências utilizam a energia de compactação normal em solos de alta plasticidade, a fim de minimizar problemas de pressão de expansão. Little (2000) recomenda o uso da energia de compactação modificada, embora a energia de compactação normal também possa ser empregada.

Celauro et al. (2012), todavia, descrevem alguns problemas que podem ocorrer devido à compactação de camadas solo-cal na energia modificada. Primeiramente, eles atentam à possibilidade de superestimar o comportamento mecânico das misturas quando da utilização da energia modificada. Além disso, os autores relatam da necessidade de compactar a camada no teor de umidade ótimo, para, além de permitir a correta compactação, possibilitar o desenvolvimento das reações pozolânicas da mistura solo-cal, a fim de alcançar as resistências a médio e longo prazo. Outro aspecto abordado pelos autores a respeito do emprego da energia de compactação modificada, é que o teor de umidade obtido no projeto da mistura solo-cal pode ser inferior ao necessário para permitir o desenvolvimento correto das reações pozolânicas.

As divergências apresentadas pelos autores motivam a buscar compreender os efeitos proporcionados pela energia de compactação no comportamento resistência-tensão-deformação de solos estabilizados com cal.

#### 2.6.4 Teor de umidade

Little (2000) verificou que os valores de resistência de misturas solo-cal são altamente sensíveis à umidade quando moldadas na energia modificada. Os resultados mostraram um melhor comportamento para misturas compactadas no teor de umidade ótimo. Com relação à variação estudada, em termos de resistência à compressão simples, o autor verificou que é preferível compactar 1% abaixo da umidade ótima, do que 1% acima.

Por outro lado, Sweeney et al. (1988) destacam o problema da expansão, ao compactar no ramo seco. Os autores observaram que as amostras de solo compactadas no ramo seco apresentaram estruturas floculadas, enquanto que as amostras compactadas no ramo úmido exibiram uma estrutura mais orientada ou dispersa. Dessa maneira, a compactação no ramo úmido tende a controlar melhor a expansão do que os solos argilosos compactados no ramo seco (SWEENEY et al., 1988). Tal comportamento também já havia sido constatado por Jan e Walker (1963). Os autores verificaram que ao compactar misturas solo-cal no ramo seco, observa-se uma expansão considerável, de modo que essa vai reduzindo, conforme se aproxima da umidade ótima.

#### 2.6.5 Tempo e condições de cura

O tempo e as condições de cura são fatores importantes e apresentam influência significativa no teor ótimo de cal para a máxima resistência. Em estudo laboratorial desenvolvido por Thompson (1970), duas misturas solo-cal foram estudadas a fim de verificar a influência da cura no aumento da resistência. A partir dos resultados obtidos, o autor explica que, para temperaturas inferiores a 5°C, não se espera o desenvolvimento extensivo de resistência. Ele destaca que a cura acelerada a temperaturas superiores a 38°C produz aumento da taxa de desenvolvimento da resistência. Conforme reportado por Mallela et al. (2004), temperaturas

abaixo de 13 a 16°C retardam as reações, enquanto que maiores temperaturas aceleram o desenvolvimento das mesmas.

Estudos experimentais de campo realizados por Eades et al. (1962), comprovaram que a taxa de aumento do ISC foi influenciado pela temperatura no momento da construção. A seção construída no verão alcançou em 3 meses a mesma resistência que a seção construída no outono apresentou em 6 meses; ou seja, essa levou o dobro do tempo para atingir a mesma resistência.

Nos ensaios realizados por Thompson (1966a), as amostras de solo-cal foram curadas em latas seladas por 28 dias a 23°C. O autor explica que selar o corpo de prova previne a carbonatação, de modo que qualquer aumento de resistência é atribuído às reações pozolânicas entre o solo e a cal. Quanto ao tempo de cura, ele ressalta que quando o solo é reativo com a cal, o mesmo apresenta resistência apreciável dentro de 28 dias; além disso, em muitas aplicações práticas de campo, maiores períodos de cura não podem ser realizados. Com relação à temperatura de cura, Thompson (1966a) explica que ao elevar a temperatura, torna essa não realística, já que difere das condições de cura no campo. Uma vez que as condições de cura influenciam a resistência da mistura solo-cal, fica evidente a importância da escolha adequada das condições de cura para operações da dosagem das misturas (THOMPSON, 1967).

Toohey et al. (2013), observaram que a cura por 7 dias a 41°C proporciona resistências mais elevadas do que as que seriam obtidas com cura a 23°C por 28 dias, de forma que sua adoção não é conservadora em perspectivas de projeto. Ainda, os efeitos proporcionados pela cura são afetados pelas características do solo (como IP e teor de argila), porém os autores não encontraram uma relação significativa entre esses. De acordo com os autores, a adoção da cura de 5 dias a 41°C é que melhor representa a cura de 28 dias a 23°C. Porém eles sugerem que os órgãos responsáveis ao invés de prescrever uma duração para a cura acelerada, os mesmos deveriam exigir a adoção de um regime de cura apropriado de acordo com as condições *in situ*.

Da mesma forma, Celauro et al. (2012) consideram que o tempo de cura das misturas solo-cal não pode ser definido previamente, como acontece com as misturas com cimento, mas deve ser considerado como uma variável de projeto a ser levada em consideração durante o planejamento do trabalho. Os autores explicam que, com relação às tendências climáticas, durante o estudo de projeto de misturas solo-cal, seria necessário estudar o desenvolvimento do processo de estabilização com o tempo, a fim de avaliar os tempos certos que permitem alcançar o desempenho mecânico, bem como a estabilidade necessária com relação às condições climáticas (imersão em água e congelamento).

A exposição prolongada à água por imersão tem efeitos ligeiramente prejudiciais na resistência. Conforme abordado por Little (1999), as relações entre a resistência de misturas solo-cal submetidas à imersão e àquelas sem imersão verificadas por Thompson (1970) variaram entre 0,7 a 0,85. Segundo Little (1999), o efeito da imersão depende da intensidade de ocorrência de reações pozolânicas anterior ao início do período de imersão. Em trabalho anterior, o autor demonstrou que, uma vez que um nível significativo de reação pozolônica ocorre, os efeitos da imersão não são substanciais, apresentando uma perda de RCS inferior a 10%. No entanto, quando a imersão ocorre antes do desenvolvimento significativo das reações pozolânicas, os

efeitos deletérios da imersão podem ser muito mais prejudiciais, de modo que a perda de resistência pode ser de até 40% (LITTLE, 1999).

Por outro lado, Al-Kiki et al (2011) observaram que o efeito da imersão está relacionado ao tempo que a mistura solo-cal fica exposta à ação da água. Os autores estudaram tal comportamento em um solo argiloso estabilizado com 4% de cal calcítica (teor ótimo) compactado na energia modificada. As amostras foram curadas por 2 dias a temperatura de 49°C, e então submetidas à imersão por 2, 5, 15, 30 e 60 dias, sendo posteriormente ensaiadas à compressão simples. Ainda, para fins comparativos, foram ensaiadas amostras logo após a cura, ou seja, sem realizar a imersão. Dessa forma, os autores verificaram que para os menores períodos de imersão (2 e 5 dias) houve um aumento na resistência de 5 e 11% em relação às amostras não imersas, respectivamente. Os autores relacionam esse aumento à maior hidratação da cal e a ocorrência de mais reações entre o solo e a cal, gerando mais materiais cimentantes. Depois de 5 dias de imersão, houve uma redução na resistência com o aumento do período de imersão.

Com relação ao tempo de cura, Al-Mukhtar et al. (2012) verificaram um aumento na resistência à compressão simples das amostras de solo-cal, ao aumentar o tempo de cura de 7 para 90 dias. Porém, quando do emprego de 1% de cal, a RCS para ambos os tempos de cura, foi a mesma. Tal comportamento coincide com a aplicação de tal teor, já que essa quantidade de cal é completamente usada para reação de curto prazo. Os autores também estudaram o efeito da adição de cal no índice de plasticidade, na pressão de expansão e na permeabilidade. Os resultados demonstraram comportamento bastante similar à resistência, de modo que tais parâmetros reduziram consideravelmente com a elevação do tempo de cura, principalmente quando do uso de maiores teores de cal (4 e 10%). Considerando tais constatações, verifica-se que o tempo de cura pode ser correlacionado com o teor de cal, já que maiores teores de cal demandam mais tempo para o desenvolvimento das reações entre o solo e a cal.

## 2.7 PROPRIEDADES ALTERADAS PELA ADIÇÃO DE CAL AO SOLO

Ao se adicionar cal a um solo, se espera uma redução na plasticidade e na expansão, bem como uma melhora na trabalhabilidade, na resistência, na durabilidade, na rigidez e na resistência à fadiga. É importante entender as principais alterações que são provocadas pela adição de cal a um solo, resultando então, em uma melhora no seu comportamento. Na sequência são descritos os efeitos proporcionados pela adição de cal nessas propriedades.

### 2.7.1 Parâmetros de Compactação

A adição de cal ao solo, para uma mesma energia de compactação, é responsável pela redução da massa específica aparente seca máxima e pelo aumento do teor de umidade ótimo (MALLELA et al., 2004). Em pesquisa desenvolvida por Ola (1977), o autor explica que a cal causa uma agregação das partículas, de modo a alterar a granulometria efetiva do solos. Ressalta também que a massa específica da cal é geralmente inferior à da maior parte dos solos. Quanto

ao teor de umidade ótimo, o autor indica que o desenvolvimento das reações entre o solo e a cal provoca a elevação no mesmo.

Conclusões similares foram desenvolvidas por Sivapullaiah et al. (1998), os quais relacionaram a redução na massa específica ao aumento da quantidade e do tamanho dos vazios na estrutura devido à floculação da mistura solo-cal. Essa estrutura floculada é resistente o suficiente para resistir à compactação com um maior índice de vazios. Dessa forma, é requerida uma maior quantidade de água para preencher os vazios, o que resulta em um maior teor de umidade ótimo. Os autores verificaram que mudanças significativas nos parâmetros de compactação são observadas até o teor ótimo de cal; e que a adição de cal tende a tornar a curva de compactação mais achatada. Esse formato da curva indica que as misturas solo-cal são menos sensíveis às variações de umidade.

Essas mudanças nos parâmetros de compactação devem ser consideradas no projeto de uma mistura solo-cal. Como explicado em Bell (1996) e pelo *Transportation Research Board* (1987), tais mudanças são proporcionais à quantidade de cal adicionada, de modo que o teor de umidade ótimo aumenta e a massa específica aparente seca diminui conforme se eleva o teor de cal da mistura. Bell (1996) verificou que a massa específica aparente seca máxima de misturas com solos cauliníticos tratados com cal é maior do que em solos nos quais predominam argilominerais expansivos. Em 1964, Croft sugeriu que tal comportamento ocorre devido à maior demanda por água dos argilominerais expansivos ao comparar com a caulinita (BELL, 1996).

### 2.7.2 Plasticidade

Segundo a *National Lime Association* (2004), solos plásticos contendo argila apresentam índice de plasticidade de 10 a 50%, podendo exceder tal valor. Conforme explicado pela *National Lime Association* (2004), geralmente, a cal reage com esses solos, reduzindo consideravelmente o IP e criando um material com resistência estrutural. Solos com IP menores do que 10 geralmente não reagem com a cal, embora esses sejam exceções no caso dos solos dos EUA, formados em zonas temperadas (NATIONAL LIME ASSOCIATION, 2004).

Solos com maior teor de argila e solos com maior IP inicial requerem maiores quantidades de cal para atingir a condição não plástica, se puder ser alcançada (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 1987). Como explicado por Thompson (1967), caso um solo permaneça plástico após um tratamento com 3% de cal, novas reduções do IP podem ser alcançadas com teores mais elevados. Embora, como afirma o autor com base em outros estudos desenvolvidos por ele, o primeiro incremento de cal seja mais eficaz.

Conforme explica Brandl (1981), ao adicionar cal ao solo, ocorre imediatamente uma transformação estrutural e a floculação do material, o que causa uma mudança rápida nos limites de Atterberg. Segundo ele, quanto maior a quantidade de argila coloidal e a atividade físico-química do solo, maior é a redução do limite de liquidez. O autor ainda acrescenta que siltes ricos em cálcio apresentam um aumento no limite de liquidez. Segundo Herrin e Mitchell (1961), em geral, ao adicionar cal, o LL aumenta para argilas mais plásticas e reduz para solos

menos plásticos. Quanto ao limite de plasticidade, esse aumenta para grande parte dos solos, permanecendo constante apenas para siltes e areias ricos em cálcio e dolomito (BRANDL, 1981).

A adição de cal ao solo, reduz a plasticidade do mesmo, o poder de aderência e passa a ser facilmente manuseável (CASTRO, 1995). Conforme relatado pelo *Transportation Research Board* (1987), esse aumento na trabalhabilidade é decorrente da textura siltosa e friável dos solos tratados com cal o que agiliza a subsequente manipulação e trabalho na camada de solo-cal em campo. Segundo Herrin e Mitchell (1961), a proporção de redução do IP de um solo quando misturado com cal, depende de muitos fatores, sendo o tipo de solo o principal deles. O autor explica que quanto maior o IP do solo, maior a redução do mesmo quando da adição de cal. Ele acrescenta que o teor de cal também afeta na intensidade dessa redução, sendo que quanto maior o teor de cal, maior é a redução do IP. Tal diminuição, segundo Mallela et al. (2004), é uma significativa indicação de que ocorreu uma redução do potencial à expansão devido à estabilização com cal.

### 2.7.3 Comportamento volumétrico

O tratamento com cal melhora as características de retração e expansão dos solos. No estudo desenvolvido por Sweeney et al. (1988), os autores verificaram que a adição de cal auxiliou na redução da expansão do solo, sendo mais efetiva quando compactada no ramo úmido, conforme explicado no item 2.6.4. O *Transportation Research Board* (1987) esclarece que o potencial de expansão e as pressões de expansão são significativamente diminuídas devido à redução da afinidade da argila saturada de cálcio pela água e à formação de uma matriz cimentícia que resiste à expansão volumétrica.

Com relação à retração, ensaios realizados por Dhar e Hussain (2019) em dois solos tratados com diferentes teores de cal (3, 5, 7 e 9%) demonstraram que a adição de cal, mesmo em nível baixo (3%) promove uma redução significativa nos resultados de retração. Tal comportamento pode ser atribuído à redução da plasticidade do solo, conforme reportado por Khemissa e Mahamedi (2014). Ainda, ao aumentar o teor de cal de 3 para 5 e 7%, Dhar e Hussain (2019) observaram que a retração continuou diminuindo. Os autores atribuíram esses resultados à redução da dupla camada difusa, que gera a flocculação das partículas, apresentando uma menor tendência à retração. Porém, ao elevar o teor de cal para 9%, os autores observaram um pequeno aumento da retração, que foram atribuídos ao excesso de cal empregado nas misturas, causando a osmose, de modo que a estrutura flocculada passa a se tornar dispersa.

Conforme abordado por Ferreira et al. (2017), a mudança de volume depende do tipo de argilomineral da fração argila, visto que nem todos os filossilicatos apresentam alterações volumétricas quando alterada a umidade. Os autores ressaltam que a expansão e a contração de um solo são normalmente reduzidas quando o solo é tratado com cal. A cal tende, pela flocculação das partículas, a reduzir as mudanças de volume apresentadas pelos solos.

#### 2.7.4 Resistência

Em conformidade com o que foi apresentado no item 2.6, muitos fatores influenciam a resistência de misturas de solo-cal. Thompson (1967) explica que a resistência da mistura não é um valor estático, mas variável, e ressalta que quando se deseja maximizar a resistência, todos os fatores são importantes.

Quando ocorrem reações pozolânicas entre o solo e a cal, verifica-se então uma elevação da resistência da mistura solo-cal. Assim como aumenta a resistência à compressão simples de uma mistura solo-cal, também aumenta a resistência à tração (LITTLE, 1995). A resistência à tração pode ser determinada de diferentes maneiras, sendo as mais usuais pelo ensaio de tração indireta, denominada de resistência à tração por compressão diametral (RCD) e pelo ensaio de resistência à tração na flexão (RTF).

Para as misturas solo-cal estudadas por Thompson (1966b), o autor observou que a RCD é em média 13% da RCS. Little et al. (1987) abordam essa mesma relação entre a RCD e a RCS, e também acrescentam que a RTF corresponde a 25% da RCS. A partir dos resultados dos ensaios realizados por Klinsky et al. (2013), os autores verificaram que a RCD corresponde a 10% da RCS para as misturas solo-cal analisadas. Uma relação um pouco superior foi verificada por Behak (2013), na qual a RCD equivale a 16% da RCS. É importante destacar que as variações observadas pelos autores ocorrem devido aos diferentes materiais estudados, de modo que tais relações são dependentes do solo e da cal.

#### 2.7.5 Durabilidade

A durabilidade está relacionada com a habilidade das partículas de solo e estabilizantes químicos continuarem juntos e intactos por um longo período de tempo (PUPPALA, 2016). Conforme explicado por Marcon (1977), as variações de umidade e de temperatura são os principais agentes deteriorantes, responsáveis pela destruição da integridade estrutural de um material estabilizado quimicamente. Além disso, faz referência também aos danos causados pelas cargas repetidas decorrentes do tráfego, que debilitam o pavimento por fadiga. A durabilidade de misturas solo-cal pode ser determinada em laboratório a partir do emprego de diferentes métodos. Marcon (1977) destaca os métodos que englobam a perda de massa e/ou a perda de resistência para corpos de prova submetidos a ciclos de umedecimento e secagem ou gelo e degelo.

Hoover et al. (1958) desenvolveram o método *Iowa*, que avalia a durabilidade de materiais estabilizados quimicamente a partir da relação entre a resistência dos corpos de prova submetidos aos ciclos (umedecimento e secagem ou gelo e degelo) e daqueles que permanecem durante todo o tempo em cura úmida. O critério adotado para aceitação quanto à durabilidade, é que o quociente das resistências deve ser no mínimo de 80%, conforme explica Marcon (1977), com base em estudos realizados por outros pesquisadores.

Núñez (1991), ao adotar o método *Iowa* para verificação da durabilidade de misturas solo-cal, observou que com 5% de cal, o quociente entre as resistências foi igual a 89%, de modo que a exposição prolongada à água e ao ar provocou efeitos pouco nocivos. Ao adicionar 9% de cal

ao solo, o autor verificou uma elevação do quociente para 108%, de modo que os ciclos de umedecimento e secagem proporcionaram um aumento na resistência da mistura. Ensaio de durabilidade foram realizados por Ola (1977) em solos lateríticos tratados com cal. Os resultados demonstraram que apenas os solos com uma proporção significativa de finos apresentaram comportamento satisfatório no ensaio de umedecimento e secagem. Nas misturas solo-cal estudadas por Behak (2013), a durabilidade variou entre 56 e 78%, sendo que o quociente entre as resistências aumentou com a elevação do teor de cal, apresentando uma variação de 22% entre as misturas com 3 e 9% de cal.

Estudos de durabilidade desenvolvidos por Puppala (2016) com argilas expansivas tratadas com cal e cimento mostraram que a presença de montmorilonita reduz a efetividade da estabilização. Os estudos englobaram solos com teores de montmorilonita entre 20 e 70% na fração argila, de modo que o autor verificou que o aumento desse teor reduz a resistência retida e aumenta a mudança na deformação volumétrica depois de 7 ciclos de umedecimento e secagem.

### 2.7.6 Rigidez

A rigidez corresponde à capacidade de resistir à deformação. Tal propriedade é expressa pelo módulo de resiliência, que para solos é dependente do estado de tensões aplicado durante o ensaio (MEDINA e MOTTA, 2015). A estabilização com cal altera significativamente a relação tensão-deformação do material, de modo que solos estabilizados com cal rompem para tensões muito mais elevadas e com menores deformações do que os solos naturais. Como resultado, as misturas solo-cal são tipicamente 10 a 25 vezes mais rígidas do que as amostras não tratadas (LITTLE, 1999). Para que a estabilização proporcione um aumento na capacidade estrutural do pavimento, além de se buscar um material que seja rígido o suficiente para distribuir adequadamente as tensões do tráfego, deve-se atentar para que o mesmo não seja excessivamente frágil, ou seja, rompa para pequenas deformações. Uma boa combinação dessas características, aliada a resistências elevadas, são interessantes ao sucesso da estabilização de solos para projetos rodoviários.

As misturas solo-cal se tornam mais rígidas com o aumento do tempo de cura (ARAÚJO, 2009; BEHAK, 2013; GAUTREAU et al., 2009; MALLELA et al., 2004), evidenciando sua importância para o desenvolvimento das reações pozolânicas. Quando da realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas em misturas solo-cal, o MR aumenta com o aumento da tensão confinante (GAUTREAU et al., 2009; PUPPALA, et al., 1996) e diminui com o aumento da tensão desvio (BEHAK, 2013; GAUTREAU et al., 2009; SILVA, 2016). Essa redução, provocada pelo aumento da tensão desvio para solos melhorados com cal estudados por Behak (2013), ocorreu independentemente do teor de cal, do tempo de cura e da energia de compactação. O autor também observou que ao aumentar o teor de cal na mistura, essa fica menos sensível à variação da tensão desvio, o que indica que o solo melhorado com maiores teores de cal tende a se comportar como um material cimentado.

A determinação do módulo das misturas solo-cal deve estar de acordo com o comportamento esperado da camada; compressão para solos melhorados e tração para solos estabilizados. Dessa

forma, a determinação do módulo de resiliência a partir de ensaios de compressão triaxial é a melhor alternativa para fins de melhoramento. Por outro lado, quando da estabilização de solos, dá-se preferência para a realização de ensaios de tração na flexão, que melhor representam o comportamento de camadas cimentadas. Quanto ao módulo na flexão, o mesmo pode ser determinado a partir de ensaios estáticos (resistência à tração na flexão) ou cíclicos (fadiga à flexão em viga quatro pontos). Ensaios estáticos são mais comuns e mais baratos do que ensaios cíclicos, e possibilitam prever com precisão o módulo de resiliência na flexão de materiais cimentados utilizando ensaios de RTF (FEDRIGO et al., 2019), já que os mesmos demonstram pouca ou nenhuma dependência do estado de tensões.

Observa-se que em grande parte dos estudos realizados com solo-cal no Brasil e em outros países, independentemente do tipo de tratamento, o MR é determinado a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas. De modo que se desconhece informações quanto à rigidez de misturas solo-cal obtidos em ensaios de tração na flexão, que constitui uma lacuna do estado da arte quanto à estabilização de solos com cal.

### 2.7.7 Fadiga

O aumento da rigidez proporcionado pela estabilização de solos com cal altera significativamente a distribuição das tensões do tráfego na estrutura do pavimento. O enrijecimento das camadas de solo-cal pode colocar as mesmas em risco de fadiga à flexão. A fadiga ocorre quando as tensões de tração na flexão são induzidas pelas cargas dentro da camada cimentada. Embora os níveis de tensão raramente sejam altos o suficiente para produzir a ruptura com a aplicação de uma carga (a menos que o pavimento esteja muito mal dimensionado), as aplicações de carga repetidas em um nível de tensão significativamente alto induzem danos que resultam no início do trincamento, bem como na propagação das trincas. Conforme as cargas do tráfego são aplicadas, o nível de danos por fadiga aumenta até alcançar um nível considerado inaceitável (LITTLE, 1999).

A resistência à fadiga corresponde ao número de repetições de cargas que pode ser suportado por um material em um determinado nível de tensão. Os efeitos de aumento de resistência produzidos pelas reações pozolânicas em misturas solo-cal são frequentemente substanciais para solos reativos (MALLELA et al., 2004).

Em estudos acerca da fadiga de solos estabilizados com cal, realizados por Swason e Thompson (1967) apud Little (1999), os autores estabeleceram uma relação entre a razão de tensões ( $S$  - quociente entre a tensão de tração aplicada e a resistência à tração na flexão do material) e o número de repetições de carga ( $N$ ) que deve levar à ruptura, que consta no modelo (2.3). Os autores destacam que tal relação é conservadora, já que nesses ensaios as resistências, mesmo depois de 5 milhões de repetições de cargas, variaram entre 41 e 66% em relação à RTF, com um valor médio de 54%.

$$S = 0,923 - 0,058 \times \log N \quad (2.3)$$

Para as misturas de solo melhorado com cal estudadas por Behak (2013), foi verificado que a vida de fadiga é muito sensível à variação na deformação de tração inicial, de modo que um

aumento na deformação provoca uma redução significativa na vida de fadiga, característica de ruptura frágil. O autor também constatou que o tempo de cura tem extrema importância na vida de fadiga, de modo que o seu aumento torna as misturas mais resistentes, e passam a suportar maiores níveis de tensão e, portanto, maiores níveis de deformação. Outra conclusão relevante demonstrada por Behak (2013) é que, para os materiais do estudo, os modelos em função do quociente entre a deformação de tração inicial e a deformação na ruptura são mais apropriados para prever a vida de fadiga de misturas solo-cal quando do uso como camada de revestimento primário, do que aqueles que consideram somente a deformação de tração inicial.

Embora estudos referentes ao comportamento à fadiga de materiais estabilizados quimicamente tenham sido realizados ao longo dos anos, destaca-se a carência de modelos baseados em ensaios à flexão específicos para solos estabilizados com cal.

## 2.8 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO

Conforme Mallela et al. (2004), o primeiro passo para incorporar camadas estabilizadas com cal em um pavimento é a verificação de que as reações desejadas entre o solo e a cal vão ocorrer para os materiais selecionados. Deve-se atentar para as características do solo e da cal, bem como para as condições climáticas, como já foi explicado no presente capítulo. Ao considerar uma camada estabilizada com cal como camada estrutural do pavimento (base ou sub-base), é importante que o aumento de resistência e das propriedades de rigidez proporcionados pela adição de cal ao solo sejam conservadas durante a vida de projeto (MALLELA et al., 2004).

Ao comparar diferentes materiais empregados em camadas de base e sub-base, quanto ao dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos, Su et al. (2017) explicam que como a resistência de uma camada estabilizada quimicamente é relativamente elevada, essa sofre menor influência do volume de tráfego ao comparar com outros tipos de materiais de base. Porém, os autores ressaltam que as mudanças de temperatura interferem significativamente no desempenho desses pavimentos. No caso da estabilização com cal, como visto anteriormente, baixas temperaturas retardam as reações pozolânicas e altas temperaturas aceleram o seu desenvolvimento.

Na sequência são apresentadas informações acerca dos métodos de dimensionamento mecanístico-empírico empregados nos EUA e na República da África do Sul, que incluem dados para análises de camadas cimentadas. O primeiro, foi escolhido por contemplar camadas estabilizadas com cal e o segundo, por apresentar modelos calibrados em campo para os mecanismos de degradação referentes à fadiga e ao esmagamento avançado de camadas cimentadas. Ainda, são incluídas informações sobre o Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa), que está sendo implementado no Brasil pelo DNIT.

### 2.8.1 MEPDG (2008)

O guia de dimensionamento mecanístico-empírico dos EUA – *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG)* – apresenta um sistema hierárquico para a determinação dos parâmetros de entrada a serem considerados. Esse sistema é utilizado para categorizar o

conhecimento do projetista em relação aos parâmetros de entrada. Dessa forma, o guia engloba 3 níveis para determinar os valores de entrada para a maioria dos parâmetros relacionados aos materiais e ao tráfego.

No nível 1 o parâmetro de entrada é medido diretamente, sendo específico do local ou do projeto. Esse nível representa o maior conhecimento sobre o parâmetro de entrada, mas tem maiores custos relacionados à realização de ensaios e coleta de dados. No nível 2 o parâmetro de entrada é estimado a partir de correlações ou equações de regressão. Dessa forma, o valor de entrada é calculado a partir de outros dados ou de outros parâmetros que são mais baratos de serem obtidos. O parâmetro de entrada no nível 3, por sua vez, é baseado na “melhor estimativa” ou em valores padrão. Tais valores podem compreender um valor médio de um grupo de dados com características semelhantes ou serem adotados valores padrão globais ou regionais (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2008).

Os procedimentos específicos para camadas estabilizadas com cal são apresentados por Mallela et al. (2004), que explicam que os dados são subdivididos em: computação das respostas do pavimento, modelagem dos efeitos climáticos e funções de transferência. Quanto à resposta estrutural do pavimento, os solos estabilizados com cal são tratados como sendo elástico-lineares, sendo requeridos o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) para caracterizar essas camadas e calcular a resposta estrutural. Quando da camada estabilizada, também é requerida a resistência à tração na flexão da mesma. Os autores ainda ressaltam que no MEPDG, as camadas estabilizadas com cal são assumidas como insensíveis à umidade e ao congelamento. No entanto, são requeridas informações de massa unitária, calor específico e condutividade térmica dos materiais estabilizados com cal, necessárias para calcular a umidade, a temperatura e as condições de congelamento em todo o pavimento (MALLELA et al., 2004).

Ao considerar a estimativa do módulo de resiliência, Mallela et al. (2004) descrevem que o módulo de entrada corresponde ao MR do solo estabilizado com cal com 28 dias de cura em temperatura de 23°C. Little (2000) ressalta que o valor de MR determinado a uma tensão desvio de 41 kPa é considerado adequado como subleito para propostas de dimensionamento. Quanto ao primeiro nível hierárquico, deve-se realizar o ensaio para a determinação do MR. Para o nível 2, o MR de solos estabilizados com cal pode ser estimado a partir da RCS, pelo modelo (2.4). No nível 3, o MR é estimado pela experiência ou por dados históricos, podendo variar entre 207 e 414 MPa, de acordo com Mallela et al. (2004). Quanto ao coeficiente de Poisson, no guia de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos dos EUA, sugere-se a adoção entre 0,15 e 0,20 para camadas estabilizadas com cal (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2008; LITTLE, 1995; MALLELA et al., 2004).

$$MR = 0,124 \times RCS + 9,98 \quad (2.4)$$

Onde:

MR – Módulo de resiliência, em ksi;

RCS – resistência à compressão simples, em psi.

As considerações acerca do comportamento resiliente devem ser consideradas para tratamento do subleito com cal. Porém, é de conhecimento que materiais estabilizados com cal podem ser usados também como base e sub-base de pavimentos. Mallela et al. (2004) informam que para no caso da estabilização de solos com cal para base de pavimentos de baixos volumes de tráfego, as camadas estabilizadas com cal devem resistir às tensões de tração e flexão para retardar o aparecimento das trincas por fadiga (MALLELA et al., 2004). Dessa forma, o número de solicitações admissíveis considerado pelo MEPDG é calculado pelo modelo (2.5).

$$N_f = 10^{\left(\frac{k_1 \beta_{c1} - \left(\frac{\sigma_s}{RTF}\right)}{k_2 \beta_{c2}}\right)} \quad (2.5)$$

Onde:

$N_f$  – número de solicitações para o trincamento por fadiga;

$\sigma_s$  – tensão de tração na fibra inferior da camada estabilizada com cal, em psi;

RTF – resistência à tração na flexão da camada estabilizada com cal, em psi;

$k_1, k_2$  – coeficientes de regressão decorrentes da calibração nacional representativos das propriedades dos materiais;

$\beta_1, \beta_2$  – coeficientes de regressão decorrentes da calibração nacional representativos das propriedades dos materiais.

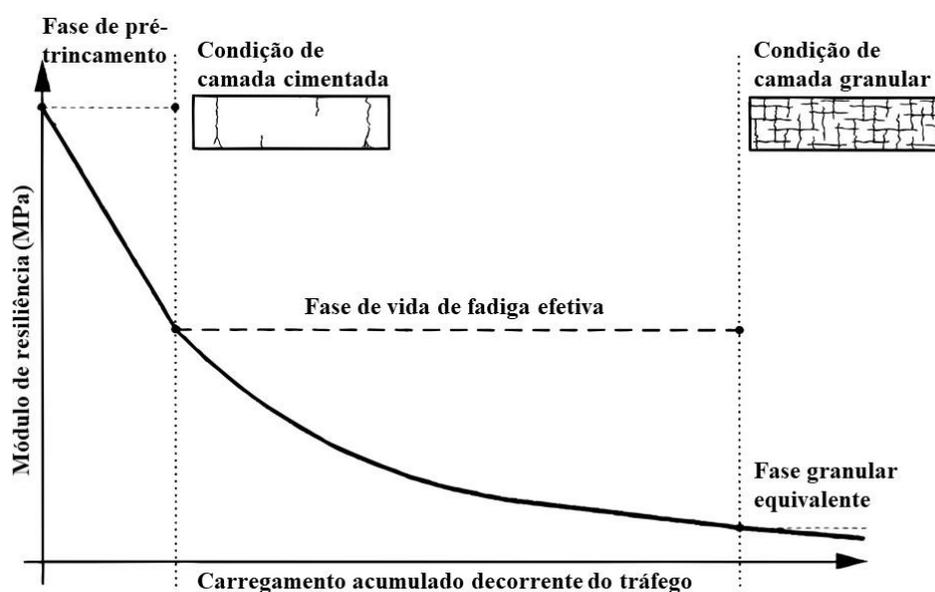
Quanto aos métodos de obtenção da resistência à tração na flexão, esses variam segundo o nível hierárquico adotado nos EUA, de modo que para o nível 1, a RTF deve ser estimada a partir de ensaios de laboratório em vigotas. Porém, Mallela et al. (2004) salientam que até aquele ano, não havia método normatizado para ensaios de resistência à flexão de misturas estabilizadas com cal. Destaca-se que atualmente existe norma para a realização de ensaios com solo-cimento, de modo que podem ser adotados os procedimentos apresentados na D1635-M (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2012). Ao considerar o nível 2, Little (2000) salienta que a RTF pode ser estimada com base nos resultados de resistência à compressão simples, correspondendo a 20% da RCS. Para o nível 3, a RTF é estimada a partir da experiência ou dados históricos.

Os coeficientes do modelo (2.5) representam as características à fadiga dos materiais, que podem ser estimadas segundo as informações dos solos (granulometria, limites de Atterberg, classificação, pH, permeabilidade, concentrações de cátions, características de drenagem, descrições mineralógicas, geologia básica e pedologia), que estão incluídas no *software* empregado para análise mecânica-empírica. Os autores salientam que tais valores não foram totalmente confirmados pelo processo de calibração e salientam que valores regionais podem ser desenvolvidos para uso local.

### 2.8.2 SAMDM (2014)

As análises desenvolvidas para camadas cimentadas pelo Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico da África do Sul - *South African Mechanistic-Empirical Design Method* (SAMDM) - são realizadas quanto ao trincamento por fadiga, correspondente à máxima

deformação de tração na fibra inferior da camada, e ao esmagamento da camada, relacionado à tensão vertical de compressão no topo da camada (SOUTH AFRICAN NATIONAL ROADS AGENCY LIMITED, 2014). Segundo Theyse et al. (1996), a camada levemente cimentada apresenta diferentes fases ao longo da sua vida útil, decorrentes da degradação sofrida ao longo das passagens dos veículos de carga, conforme apresentado na Figura 2.2.



Fonte: adaptado de Theyse et al. (1996)

Figura 2.2: Comportamento a longo prazo de materiais levemente cimentados

Como explicado por Theyse et al. (1996), na fase de pré-trincamento o módulo de resiliência da camada cimentada é elevado, e a mesma atua como uma placa, em que as dimensões (largura e comprimento) são consideravelmente maiores do que a espessura da camada. Tal módulo reduz rapidamente com a passagem dos veículos de carga, ocorrendo então o início da fase de vida de fadiga efetiva. A redução do módulo é decorrente da fratura dessa camada, de modo que ela passa a ser constituída de blocos com dimensões de até cinco vezes a espessura da camada. Finalizada a fase de fadiga efetiva, ocorre uma redução ainda maior desses blocos que caracteriza a fase granular equivalente. Nessa, o módulo é bem baixo e o material cimentado assume o comportamento equivalente ao granular, com um módulo semelhante, mas não igual, ao de britas. Assim, a fase de vida de fadiga efetiva (fase 1) e a fase granular equivalente (fase 2) de um material cimentado, são usadas para calcular a vida de fadiga de uma camada cimentada (THEYSE et al., 1996). Cabe destacar que os módulos dessas camadas são modelados como sendo um valor constante durante cada fase, que muda drasticamente entre elas.

As propriedades resilientes para materiais cimentados utilizadas pelo SAMDM são apresentadas na Tabela 2.2, juntamente com as propriedades recomendadas para os modelos de danos, segundo a *South African National Roads Agency Limited* (2014). Anteriormente, os materiais cimentados considerados no método estavam subdivididos em quatro classes (THEYSE et al., 1996); porém, as classes C1 e C2 foram extintas por apresentarem trincamento

significativo e conseqüente reflexão das trincas, em decorrência dos altos teores de cimento empregados (SOUTH AFRICAN NATIONAL ROADS AGENCY LIMITED, 2014).

Tabela 2.2: Propriedades de materiais cimentados consideradas pelo SAMDM

Classe inicial	Módulo (MPa)	Deformação na ruptura ( $\epsilon_b$ )	RCS (kPa)	Classe granular equivalente	Módulo (MPa)
C3	2000	125	2250	EG4	300
C4	1500	145	1125	EG5	200

Fonte: adaptado de *South African National Roads Agency Limited (2014)*

As informações da Tabela 2.2 são sugeridas pela *South African National Roads Agency Limited (2014)* para materiais cimentados, e podem ser utilizadas no dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos quando na ausência de dados experimentais. A classe inicial (C3 e C4) corresponde a fase de vida de fadiga efetiva, em que o dimensionamento a considera como camada cimentada. Dessa forma, os módulos de resiliência são mais elevados e podem ser utilizados como parâmetros de entrada nas análises mecanísticas. Também são sugeridos dados de deformação na ruptura e de resistência à compressão simples para serem utilizados nos modelos de dano para os mecanismos de degradação que correspondem ao trincamento por fadiga e ao esmagamento da camada cimentada.

Ainda, é apresentada na Tabela 2.2 a classes granular equivalente (EG4 e EG5), relacionada à fase 2 do material cimentado, em que o mesmo apresenta um comportamento mais próximo das britas, por isso, menores módulos. Nesse caso, são utilizados os valores de módulo como dados de entrada nas análises e, posteriormente são aplicados os modelos de dano considerando a camada como comportamento granular. Para tal, são utilizados os parâmetros sugeridos pela *South African National Roads Agency Limited (2014)* para materiais das classes EG4 e EG5 que correspondem aos necessários na verificação quanto à ruptura por cisalhamento. Ressalta-se que as classes granulares equivalentes são válidas apenas nas análises de vida de fadiga da camada cimentada. Dessa forma, o número de solicitações admissíveis quanto ao dano por fadiga contempla parcelas referente as duas fases, sendo que a primeira deve apresentar valor substancialmente maior.

Os modelos de dano que constam na *South African National Roads Agency Limited (2014)*, foram utilizados nas análises mecanísticas dessa tese, de forma que os mesmos são apresentados no item 3.2.9.3.

### 2.8.3 MeDiNa (2020)

O MeDiNa é um programa computacional que realiza a verificação e o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2020). Para um dimensionamento confiável deve-se informar as características dos materiais que integram as diferentes camadas da estrutura e, sempre que possível, deve-se obtê-las a partir de ensaios. No caso das camadas cimentadas, o método sugere a realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas para a determinação do módulo de resiliência e de ensaios de fadiga na compressão diametral para se estimar o dano

por fadiga. Destaca-se que uma das limitações do programa é com relação à espessura das camadas estabilizadas, devendo possuir entre 15 e 25 cm.

Quanto às as propriedades elásticas dos materiais estabilizados, o MeDiNa considera que essas variam ao longo da vida de serviço. Dessa forma, admite-se que o módulo de resiliência decaia ao longo do tempo, com comportamento do tipo sigmoidal, variando entre dois limites: superior e inferior, conforme modelo (2.6). O limite superior contempla a camada nova, ou seja, que ainda não sofreu nenhum dano por fadiga. O limite inferior, por sua vez, representa a camada totalmente trincada, com comportamento próximo a de um material granular. Tais considerações são similares às realizadas pelo SAMDM.

$$MR = MR_{mín} + \frac{MR_{máx} - MR_{mín}}{1 + e^{-4+14 \times Di}} \quad (2.6)$$

Onde:

MR – módulo de resiliência;

MR<sub>máx</sub> – módulo inicial (limite superior) obtido por ensaio pelo método 181 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2018b);

MR<sub>mín</sub> – módulo final (limite inferior) inferido pelo projetista, sendo recomendado valor próximo do material sem estabilizante;

Di – dano por fadiga.

A fadiga de materiais estabilizados pode ser determinada com base no método de ensaio 434 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2021). O modelo de dano por fadiga considerado pelo programa é apresentado na equação (2.7).

$$N_{fad} = 10^{(k_1 + k_2 \times \%RF)} \quad (2.7)$$

Onde:

N<sub>fad</sub> – número de solicitações para o trincamento por fadiga;

%RF – relação entre a tensão de tração na fibra inferior da camada e a resistência à tração na flexão aos 28 dias de cura;

k<sub>1</sub>, k<sub>2</sub> – coeficientes de regressão decorrentes da calibração nacional representativos das propriedades dos materiais.

Além dos modelos de fadiga, o programa MeDiNa realiza checagens quanto à utilização adequada das camadas cimentadas. A primeira refere-se ao dano por fadiga. Se o módulo de resiliência decair mais do que 25% em apenas um período, o programa emite um alerta durante a análise do pavimento. Dessa forma, ao dimensionar, o MeDiNa aumenta a espessura da camada estabilizada para atender o critério. Caso não seja possível, o mesmo alerta da análise é emitido. A segunda checagem é realizada a partir da deflexão da camada sobre a qual a camada estabilizada está apoiada. Dessa maneira, quando a camada apresentar uma deflexão, obtida por FWD teórica superior a 70 (0,01 mm), o programa também deve emitir um alerta informando que a estrutura precisa ser revista.

## 2.9 CONCLUSÕES

Embora muitos estudos tenham sido desenvolvidos a respeito de misturas solo-cal, percebe-se que são encontradas divergências em muitos dos pontos abordados, que levam a incertezas quanto da aplicação da técnica para solos tropicais. Existem dúvidas relacionadas aos materiais e às possíveis reações entre eles; na seleção do teor de cal a ser utilizado; na escolha da energia de compactação; aos ensaios que devem ser realizados de modo a representar o comportamento resistência-tensão-deformação de acordo com o emprego da mistura solo-cal como camada de pavimento; entre outras.

Porém, a principal lacuna encontrada refere-se ao dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos com camadas de solo-cal. Mesmo sendo evidentes os aumentos de resistência e de rigidez proporcionados pela adição de cal aos solos, se observa certa carência de procedimentos, de informações e de estudos desenvolvidos acerca da utilização do solo estabilizado com cal como camada de pavimento. Essas dúvidas, entre outras tantas, suscitaram a realização dessa tese, sendo abordadas nos próximos capítulos.

O planejamento da pesquisa foi desenvolvido com intuito de suprir as lacunas do conhecimento, de modo que os materiais utilizados e os métodos empregados para tal são apresentados no próximo capítulo. Muitas das dúvidas abordadas são relacionadas aos procedimentos laboratoriais que devem ser utilizados, bem como acerca dos diferentes comportamentos mecânicos que podem ser esperados da estabilização com cal, esses, portanto, são analisados no capítulo seguinte. Ainda, o principal motivo que suscitou a realização deste trabalho refere-se ao comportamento do solo-cal como camada de pavimento, de modo que os resultados relativos às análises mecanísticas são apresentados no capítulo posterior, sendo que nesse também é sugerido um guia de pré-dimensionamento de pavimentos semirrígidos. Finaliza-se a tese com as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

O programa experimental foi desenvolvido com intuito de compreender o comportamento de solos melhorados e estabilizados com cal para emprego em camadas de pavimentos. Como observado no Capítulo 2, são muitos os fatores que influenciam nos resultados obtidos da aplicação da técnica. Dessa forma, foi necessário selecionar os fatores controláveis da pesquisa, a fim de possibilitar as análises pertinentes e gerar contribuições.

Em um primeiro momento, foi preciso escolher os solos de estudo, considerando-se suas características para o tipo de tratamento a ser realizado (melhoramento ou estabilização). Para os solos melhorados com cal, optou-se pelo emprego da energia de compactação normal (EN) e para os solos estabilizados com cal, a utilização da energia de compactação modificada (EM). Os motivos que suscitaram tal escolha, devem-se ao comportamento esperado quando da realização do tratamento físico-químico (apenas melhora de propriedades do solo ou ganho de resistência e rigidez da camada), sendo que os resultados obtidos refletem diretamente no possível emprego como material de pavimentação (reforço do subleito, sub-base ou base). Com objetivo de se estudar o efeito da energia de compactação, um dos solos foi analisado para fins de melhoramento e de estabilização. Além desse solo, foram escolhidos outros dois, um para cada tipo de tratamento, resultando em três solos. Destaca-se que a definição pelas energias de compactação normal e modificada também se deve à possibilidade de se avaliar os extremos: menor e maior energia.

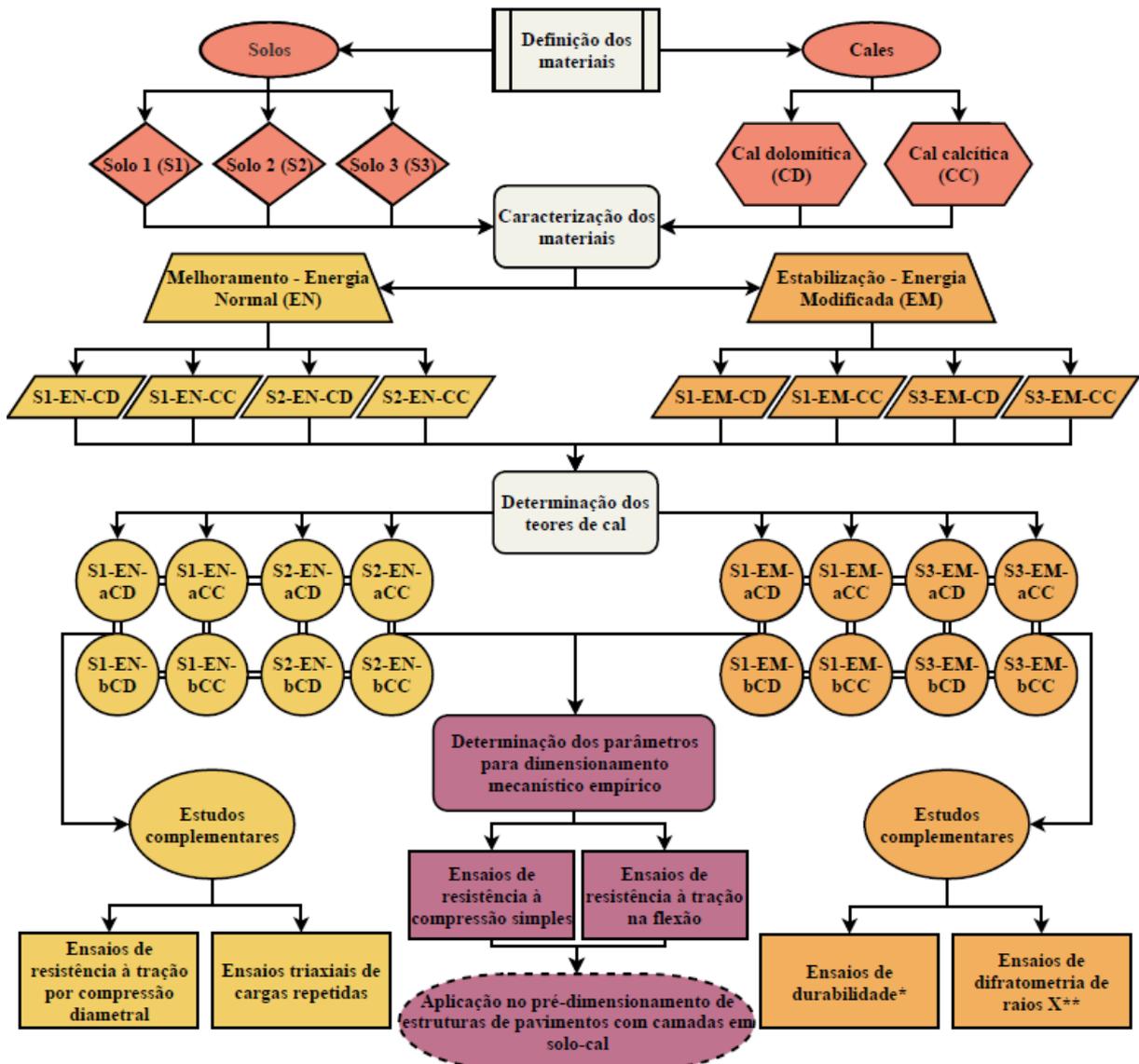
Como descrito no capítulo 2, para grande parte dos solos, a incorporação de cal calcítica acarreta em melhores resultados mecânicos nas misturas solo-cal do que a utilização de cal dolomítica. Porém, verificou-se que o comportamento está relacionado à qualidade da cal empregada, o que demonstra a necessidade de atentar para as características físico-químicas das cales utilizadas no tratamento de solos. Dessa forma, se optou por estudar o efeito da utilização dos dois tipos de cal hidratada, sendo essas a cal calcítica (CC) e a cal dolomítica (CD), considerando-se as características apresentadas pelas duas cales de estudo nas análises dos resultados. A definição do teor de cal a ser empregado é feita por métodos de dosagem. Para avaliar a sua influência no comportamento das misturas solo-cal, deve-se estudar ao menos dois teores. Dessa forma, optou-se pela seleção de um nível baixo “a” e um nível alto “b” de cal.

Com isso, foram selecionados quatro fatores controláveis, sendo eles: solo, energia de compactação, tipo e teor de cal. Na Tabela 3.1 é possível identificar as misturas que foram estudadas neste trabalho, assim como a nomenclatura adotada. Ressalta-se que, depois de apresentar os solos escolhidos e de definir os teores de cal utilizados, esses serão substituídos na nomenclatura e a mesma será adotada ao longo do trabalho.

Tabela 3.1: Descrição e nomenclatura das misturas de solo-cal estudadas

<b>Solo</b>	<b>Energia de compactação</b>	<b>Teor de cal</b>	<b>Tipo de cal</b>	<b>Nomenclatura</b>
Solo 1 (S1)	Energia Normal (EN)	Nível baixo (a)	Calcítica (CC)	S1-EN-aCC
Solo 1 (S1)	Energia Normal (EN)	Nível baixo (a)	Dolomítica (CD)	S1-EN-aCD
Solo 1 (S1)	Energia Normal (EN)	Nível alto (b)	Calcítica (CC)	S1-EN-bCC
Solo 1 (S1)	Energia Normal (EN)	Nível alto (b)	Dolomítica (CD)	S1-EN-bCD
Solo 1 (S1)	Energia Modificada (EM)	Nível baixo (a)	Calcítica (CC)	S1-EM-aCC
Solo 1 (S1)	Energia Modificada (EM)	Nível baixo (a)	Dolomítica (CD)	S1-EM-aCD
Solo 1 (S1)	Energia Modificada (EM)	Nível alto (b)	Calcítica (CC)	S1-EM-bCC
Solo 1 (S1)	Energia Modificada (EM)	Nível alto (b)	Dolomítica (CD)	S1-EM-bCD
Solo 2 (S2)	Energia Normal (EN)	Nível baixo (a)	Calcítica (CC)	S2-EN-aCC
Solo 2 (S2)	Energia Normal (EN)	Nível baixo (a)	Dolomítica (CD)	S2-EN-aCD
Solo 2 (S2)	Energia Normal (EN)	Nível alto (b)	Calcítica (CC)	S2-EN-bCC
Solo 2 (S2)	Energia Normal (EN)	Nível alto (b)	Dolomítica (CD)	S2-EN-bCD
Solo 3 (S3)	Energia Modificada (EM)	Nível baixo (a)	Calcítica (CC)	S3-EM-aCC
Solo 3 (S3)	Energia Modificada (EM)	Nível baixo (a)	Dolomítica (CD)	S3-EM-aCD
Solo 3 (S3)	Energia Modificada (EM)	Nível alto (b)	Calcítica (CC)	S3-EM-bCC
Solo 3 (S3)	Energia Modificada (EM)	Nível alto (b)	Dolomítica (CD)	S3-EM-bCD

Para melhor visualização e compreensão do programa experimental desenvolvido neste trabalho, são apresentadas na Figura 3.1, as etapas realizadas para alcançar os resultados almejados. Quanto aos estudos complementares desenvolvidos considerando a estabilização dos solos, os mesmos foram limitados a algumas misturas, devido à necessidade de redução do plano experimental. No caso dos ensaios de durabilidade, esses foram realizados apenas para o solo 1. Já os ensaios de difratometria de raios X (DRX) foram realizados apenas com o nível alto de cal. Na sequência do capítulo, são descritos os materiais estudados, assim como os métodos utilizados no desenvolvimento da presente tese.



\*Realizados apenas com o S1

\*\*Realizados apenas com o nível alto de cal

Figura 3.1: Fluxograma dos procedimentos metodológicos da presente pesquisa

## 3.1 MATERIAIS

### 3.1.1 Solos

Os principais fatores que influenciaram na escolha dos solos estudados nesta pesquisa foram a Pedologia e a aplicação prática. Com relação ao primeiro, entende-se por importante a abrangência de grupos pedológicos de solos brasileiros com características diferentes, a fim de possibilitar uma análise de possíveis correlações entre os parâmetros do solo e o seu comportamento quando da adição de cal. O segundo, por sua vez, está relacionado com a

escolha de solos que integram a estrutura de pavimentos, de modo que a adição de cal é uma alternativa para melhorar as propriedades da camada e, como resultado, do pavimento.

No mapa da Figura 3.2 são apresentadas as localizações aproximadas dos pontos de coleta dos solos estudados nesta pesquisa. Na legenda é possível identificar as rodovias e os municípios próximos de cada ponto de coleta.

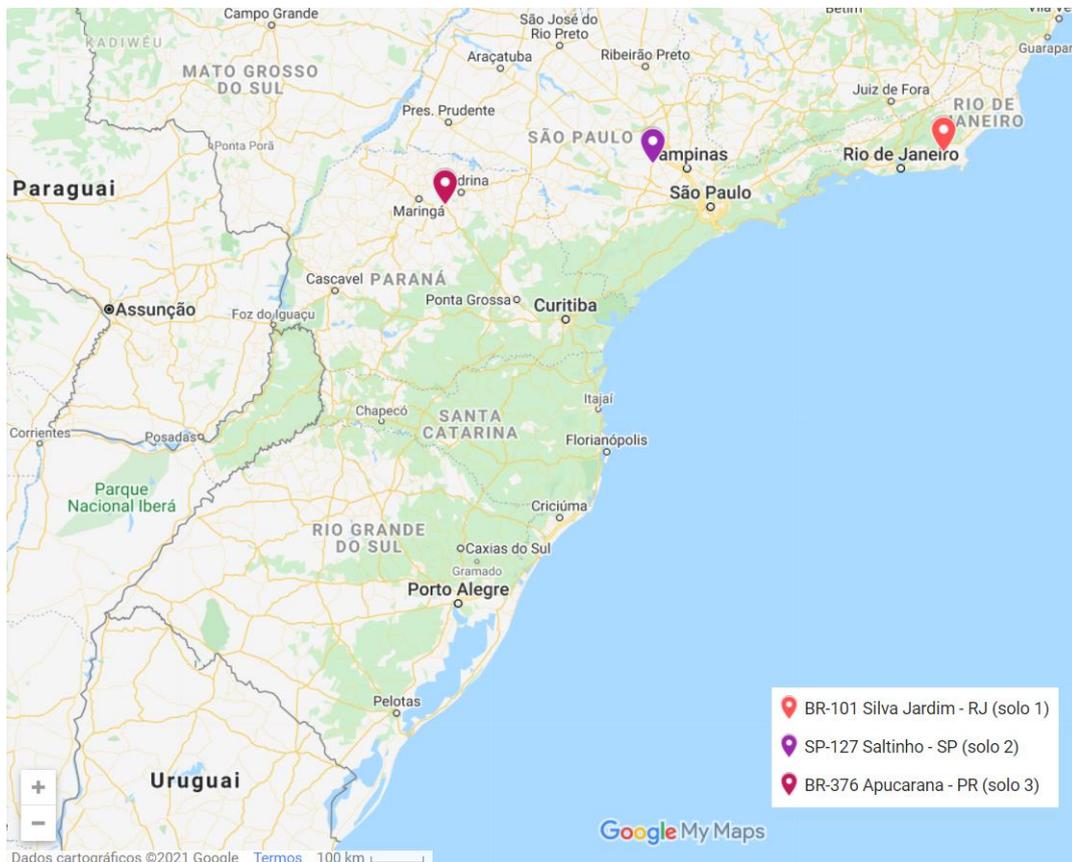


Figura 3.2: Localização dos solos estudados nesta pesquisa

Tais coletas foram realizadas por empresa externa à UFRGS em novembro de 2017. Assim que coletados, os solos foram armazenados em *bags* com identificação e transportados até o Laboratório de Pavimentação (LPAV), em Porto Alegre – RS. A partir de então, se procedeu para as etapas de preparação das amostras para a realização dos ensaios. Na Figura 3.3 são apresentados os solos, na condição seca, estudados neste trabalho.



Figura 3.3: Solos coletados para esta pesquisa: solo 1 (a), solo 2 (b) e solo (3)

Com base nos mapas pedológicos detalhados dos estados do Rio de Janeiro (CARVALHO FILHO et al., 2000), de São Paulo (ROSSI, 2017) e do Paraná (BHERING, 2007), bem como nas informações apresentadas no SiBCS (SANTOS et al., 2018) verifica-se que o solo 1 trata-se de um Argissolo Vermelho-Amarelo (PVA); o solo 2 é classificado como um Luvisolo Háplico (TX); e o solo 3 corresponde a um Latossolo Vermelho (LV). Para facilitar, será utilizada a nomenclatura de acordo com a classificação pedológica dos solos, considerando as três siglas supracitadas: PVA (solo 1), TX (solo 2) e LV (solo 3).

É importante destacar que as concessionárias de rodovias, responsáveis pelos trechos nos quais os solos foram coletados, realizaram alguns ensaios de caracterização dos materiais, sendo eles: limites de Atterberg, compactação e Índice de Suporte Califórnia (ISC). Tais dados foram essenciais para se ter uma primeira ideia dos materiais e definir o método a ser empregado, bem como a energia de compactação. Dessa forma, se optou por trabalhar com o Argissolo considerando os dois tipos de tratamento, o que resultou em uma maior quantidade de ensaios para esse, em comparação com o Luvisolo (melhoramento) e o Latossolo (estabilização). Com exceção do ISC, os demais ensaios foram realizados novamente e são esses os dados que serão apresentados na caracterização dos solos.

### 3.1.2 Cales

Como previamente comentado, o efeito do tipo de cal foi estudado nesta pesquisa. Para tal, foram escolhidas uma cal calcítica e uma cal dolomítica. A cal calcítica é proveniente do Estado de Minas Gerais e é caracterizada como hidratada de alto cálcio pelo fabricante. A cal

dolomítica é produzida no Rio Grande do Sul, se trata de uma cal hidratada especial CH-II e apresenta altos teores de cálcio e magnésio, conforme descrição do fabricante.

Na Figura 3.4 são apresentadas as cales que foram misturadas aos solos para verificação do seu efeito nas diferentes características avaliadas. Quanto à diferença na coloração das cales estudadas, verifica-se que a cal calcítica é branca e que a cal dolomítica é levemente acinzentada. Tal constatação indica que essa última pode conter impurezas, conforme explicado por Guimarães (1997).



Figura 3.4: Cales estudadas nesta pesquisa: calcítica (a) e dolomítica (b)

## 3.2 MÉTODOS

Na sequência, são descritos os métodos utilizados na caracterização dos materiais, bem como os empregados para definição dos teores de cal utilizados para o tratamento dos solos. São apresentados os procedimentos adotados na compactação dos solos e das misturas, assim como na moldagem e na cura dos corpos de prova. São indicados os tempos de cura que foram analisados e a quantidade de amostras estudadas no desenvolvimento deste trabalho. Os ensaios realizados com as misturas solo-cal foram divididos quanto ao tipo de carregamento, estático ou dinâmico, e são descritos na sequência. O método utilizado nas análises mineralógicas das misturas solo-cal também é apresentado. Por fim, se estudou a aplicação desses materiais em estruturas de pavimentos, sendo que o capítulo é encerrado com os procedimentos adotados na realização das análises mecânicas.

### 3.2.1 Caracterização dos solos

As amostras de solo foram secas ao ar, destorroadas de modo a evitar a quebra dos grãos e homogeneizadas, segundo a NBR 6457 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016a). Realizou-se a amostragem dos solos a partir da redução adequada, a fim de coletar amostras representativas para o desenvolvimento dos ensaios.

No Laboratório de Geotecnologia da UFRGS, foram realizados os ensaios de caracterização básica dos solos. A massa específica real dos grãos foi determinada de acordo com a NBR 6508 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984). A análise granulométrica dos solos foi realizada por peneiramento e sedimentação, conforme a NBR 7181

(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2018). Para o ensaio de sedimentação foi utilizado o defloculante hexa-metafosfato de sódio com carbonato de sódio. O limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP) dos solos foram determinados com base na NBR 6459 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017) e na NBR 7180 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016b), respectivamente. Para os ensaios de Limites de Atterberg, foi utilizado o material passante na peneira #40 (0,42 mm). Quanto aos resultados de LP, esses correspondem à média de no mínimo três amostras, sendo que nenhuma deve diferir mais do que 5% da média.

Os ensaios necessários para a classificação MCT dos solos foram realizados pelo Laboratório de Geotecnia e Concreto da Universidade Federal do Rio Grande (FURG). A preparação dos solos e a compactação dos corpos de prova foram realizadas seguindo-se o procedimento “A” da DNER-ME 228 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994a). Os ensaios de compactação mini-MCV e de perda de massa por imersão em água foram realizados segundo as normas rodoviárias DNER-ME 258 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994c) e DNER-ME 256 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994b), respectivamente. Os solos foram classificados conforme especificado em DNER-CLA 259 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1996), sendo calculados os parâmetros  $c'$  e  $e'$ , obtidos a partir dos resultados dos ensaios.

A composição química total dos solos, relacionada às características pedológicas, foi realizada pelo Laboratório de Análises de Solos da UFRGS, seguindo a Metodologia ROLAS (Rede Oficial de Laboratórios de Análise de Solo e de Tecido Vegetal dos Estados do Rio Grande do Sul e de Santa Catarina). Para a determinação dos óxidos mais abundantes em cada solo, foram realizadas análises por fluorescência de raios X (FRX) pelo Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER) da UFRGS em aparelho marca Shimadzu, modelo XRF-1800.

Também foi realizado o ensaio de difratometria de raios X (DRX), a fim de determinar os argilominerais presentes nos solos. Esse ensaio foi feito pelo Laboratório de Difratometria de Raios X da UFRGS. As análises foram realizadas em um aparelho marca Siemens, modelo D-5000 equipado com tubo de ânodo fixo de cobre, operando a 40 kV e 30 mA no feixe primário monocromador curvado de grafite no feixe secundário. A amostra em pó foi analisada no intervalo angular de  $2,3$  a  $72^\circ 2\theta$  em passo  $0,02^\circ/1s$  utilizando-se fendas de divergência e anti-espalhamento de  $1^\circ$  e  $0,2$  mm no detector. As amostras orientada e calcinada foram analisadas no intervalo angular de  $2,3$  a  $28^\circ 2\theta$  em passo  $0,02^\circ/2s$  utilizando-se fendas de divergência e anti-espalhamento de  $1^\circ$  e  $0,2$  mm no detector. A amostra glicolada foi analisada no intervalo angular de  $2,3$  a  $28^\circ 2\theta$  em passo  $0,02^\circ/3s$  utilizando-se fendas de divergência e anti-espalhamento de  $1^\circ$  e  $0,2$  mm no detector. Além das análises qualitativas, foram realizadas análises quantitativas de fases por meio de refinamento matemático pelo Método de Rietveld.

Os ensaios de compactação foram realizados segundo a NBR 7182 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020), sendo empregada a energia normal para melhoramento dos solos e a energia modificada para o processo de estabilização. Foram utilizados o cilindro e o soquete pequenos na aplicação da energia normal; e o cilindro e o

soquete grandes quando do emprego da energia modificada; respeitando-se as características e o número de golpes, conforme recomendado pela norma. Ressalta-se, que as amostras de solo foram preparadas respeitando as dimensões dos cilindros usados, de acordo com a NBR 6457 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016a).

Para fins comparativos, foi determinada a resistência à compressão simples dos solos, conforme a NBR 12770 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992). Tendo em vista à aplicação dos solos como material de subleito nas análises mecânicas, foram realizados ensaios triaxiais de cargas repetidas, conforme método de ensaio 134 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2018a). Foi empregada a energia normal na compactação das amostras para a realização desses ensaios, e os mesmos foram realizados seguindo os mesmos procedimentos para as misturas solo-cal, conforme consta no item 3.2.7.1.

### 3.2.2 Caracterização das cales

Os ensaios de caracterização das cales foram realizados no Laboratório da Mineração Belocal seguindo procedimentos próprios, de acordo com as normas brasileiras específicas para os respectivos ensaios. Foram determinadas a finura, a umidade, a perda ao fogo, e a massa específica, sendo também realizadas as análises químicas de ambas as cales. No momento de realização desses ensaios não existia uma norma para a caracterização das cales para o tratamento de solos, de forma que foram verificadas as características recomendadas para uso de cales hidratadas em argamassa, segundo a NBR 7175 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003). Felizmente, em 2019 foi desenvolvida a especificação de material DNIT 418 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2019b), que é específica para fins de pavimentação. Dessa maneira, também se verificou se as cales se enquadravam quanto às exigências químicas e físicas presentes nessa norma.

### 3.2.3 Seleção dos teores de cal

Como abordado no item 2.5, existem diferentes métodos que podem ser adotados para definir o teor de cal necessário para alterar as propriedades de um solo. Métodos baseados na resistência apresentam resultados mais realistas, porém, mais demorados tendo em vista a necessidade de determinação dos parâmetros de compactação para moldagem dos corpos de prova, bem como da espera do tempo de cura para a realização dos ensaios.

Nesta pesquisa, optou-se por realizar os métodos de dosagem com base no pH e na plasticidade, a fim de estimar o teor de cal necessário para a ocorrência das reações solo-cal, em um curto período. A partir desses, determinam-se os parâmetros de compactação, bem como a resistência à compressão simples das misturas solo-cal. Confrontando-se os resultados aos 28 dias de cura com a resistência do solo natural, é possível classificar os solos em reativos ou não reativos, segundo o método de Thompson (THOMPSON, 1966a), procedimento que é válido apenas quando a compactação das amostras é realizada na energia normal.

### 3.2.3.1 Método do pH

Uma estimativa da quantidade de cal requerida para estabilizar os solos é definida conforme a Norma D 6276 (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2006), baseada no trabalho de Eades e Grim (1966). Tal procedimento foi realizado com o solo passante na peneira #40 (425  $\mu\text{m}$ ) e objetiva determinar o menor teor de cal que resulta em um pH de 12,4 da mistura solo-cal, de modo a sustentar as reações requeridas para estabilizar o solo.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de via úmida da Mineração Belocal. A preparação das amostras consistiu na determinação da umidade higroscópica do solo (seco ao ar, destorroado e peneirado na #40). Foi determinada e, posteriormente, aferida, em balança com precisão de 0,01 g, a massa de solo equivalente à 25 g de amostra seca em estufa. Na mesma balança, foram obtidas amostras representativas de cal correspondentes aos teores de 2, 3, 4, 5 e 6%, além de uma amostra de 2 g de cal, representando uma solução de cal saturada. Os materiais foram colocados em potes plásticos bem fechados da seguinte maneira: uma amostra com apenas cal, outra só com solo e cinco amostras com solo e cal (diferentes teores), conforme Figura 3.5. As amostras com solo e cal foram agitadas, a fim de garantir a homogeneidade das misturas.



Figura 3.5: Potes com amostras de solo e cal para realização do ensaio do método do pH

Foram adicionados 100 mL de água destilada a cada pote com cal, solo e misturas solo-cal. Depois de fechados os potes, agitou-se cada um por um período de 30 segundos para homogeneização inicial das amostras. A cada 10 minutos de ensaio, repetiu-se o procedimento de agitação por 30 segundos. Depois de passados 45 minutos do início de ensaio, iniciou-se o procedimento de leitura do pH.

Na ausência da solução tampão de pH 12, conforme recomendado pela norma, o medidor de pH foi previamente calibrado com soluções tampão de pH igual a 4, 7 e 10. O ensaio consistiu em dispor a amostra homogeneizada no equipamento e posicionar o medidor responsável pelas leituras de pH e temperatura. Esperou-se estabilizar os valores, e anotou-se o valor de pH. O equipamento utilizado realiza o ajuste da leitura do pH para a temperatura de 25°C. Como a norma especifica uma variação de temperatura de  $25 \pm 1^\circ\text{C}$ , realizou-se o controle da temperatura do laboratório. Na Figura 3.6 é possível observar o ensaio em andamento.



Figura 3.6: Leitura do pH para dosagem de solo-cal

Depois de realizado o procedimento para todas as amostras, realizou-se a análise dos resultados. A menor porcentagem de cal no solo que alcança um pH de 12,4 é definido como o teor de cal mínimo para a estabilização do solo. Quando as misturas solo-cal apresentarem pH superiores a 12,4, deve-se escolher o menor teor de cal, cujo maior valor de pH não aumenta por, pelo menos, duas amostras consecutivas ao elevar a porcentagem de cal. Caso o maior valor medido de pH seja 12,3 e no mínimo duas amostras sucessivas com maiores porcentagens de cal permanecem com valores de 12,3, o teor ótimo de cal é o menor dentre aqueles que alcança um pH de 12,3.

### 3.2.3.2 Método baseado na plasticidade

A partir desse método, buscou-se encontrar o teor de cal necessário para reduzir a plasticidade do solo, e então melhorar a trabalhabilidade do mesmo. Foram realizados ensaios de limite de liquidez (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017) e de limite de plasticidade (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016b), adicionando-se ao solo diferentes teores de cal. Os presentes ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnologia da UFRGS.

No trabalho desenvolvido por Hilt e Davidson (1960), foi realizada a mistura dos materiais secos (solo e cal), os quais ficaram repousando por 2 dias para então proceder com a realização do ensaio. Porém, ao considerar os objetivos do procedimento de melhoramento de solos, que é melhorar a trabalhabilidade à curto prazo, acredita-se ser importante avaliar esse comportamento em condições similares às que ocorrem na execução de uma camada de solo-cal em campo. Além disso, conforme explicado pelo *Transportation Research Board* (1987), frequentemente a mistura solo-cal é deixada repousando pelo período de uma hora antes dos ensaios de limites de Atterberg. Dessa maneira, optou-se pelo período de repouso de uma hora (THOMPSON, 1967; NEUBAUER e THOMPSON, 1972) antes do ensaio. Segundo Prusinski e Bhattacharja (1999), o objetivo do método é provocar a redução da plasticidade a partir da adição do estabilizante, sendo nesse caso a cal.

### 3.2.4 Compactação

Os ensaios de compactação dos solos e das misturas de solo e cal foram realizados segundo a NBR 7182 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020). Quando do emprego da energia de compactação Proctor Normal, foram utilizados o cilindro e o soquete pequenos, sendo aplicados 26 golpes em cada uma das três camadas. Já para o uso da energia de compactação Proctor Modificada, utilizaram-se o cilindro e o soquete grandes, resultando em cinco camadas com 55 golpes aplicados em cada uma delas.

Os solos foram secos ao ar, destorroados e peneirados nas peneiras com abertura de 4,8 e 19 mm, para cilindro pequeno e grande, respectivamente. Ao realizar os ensaios de compactação para os solos naturais, foram adicionados teores de umidade ao solo, considerando-se uma variação de 2% entre os pontos da curva. As misturas de solo e água ficaram fechadas em sacos plásticos por um período de 24 horas, a fim de realizar a homogeneização das misturas.

No dia seguinte, compactavam-se os pontos, pesava-se o molde com o material compactado, sendo retiradas duas amostras de material para verificação da umidade. Os resultados foram representados graficamente para obtenção dos parâmetros de massa específica aparente seca máxima e de teor de umidade ótimo.

Em campo, quando se distribui a cal sobre o solo, esse já tem uma certa umidade, sendo que depois de misturados, é acrescentada a água necessária para alcançar o teor de umidade ótimo. Assim, os procedimentos que foram adotados na mistura e compactação das amostras de solo e cal são próximos do que acontece em campo, conforme já explicado por Little (1995).

A partir dos resultados de compactação dos solos puros, adotou-se um teor de umidade para homogeneização das amostras de solo e água. Essas permaneceram em sacos plásticos fechados por no mínimo 24 horas. Ao finalizar o período de homogeneização, adicionava-se o teor de cal correspondente à massa de solo seco, e a quantidade de água necessária para cada ponto da curva de compactação. Depois disso, realizava-se a mistura dos três componentes e colocava-se no saco plástico novamente. Esse permanecia fechado por uma hora, simulando o tempo de espera entre a mistura dos materiais e a compactação da camada de solo-cal. Finalizado o período, era realizada a compactação dos pontos. Os demais procedimentos foram os mesmos empregados quando do ensaio com solo puro, conforme orientações da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2020).

### 3.2.5 Moldagem e cura dos corpos de prova

Primeiramente, os solos foram secos ao ar, destorroados e peneirados, respeitando-se as dimensões máximas das partículas, em função dos moldes empregados. Após, esses foram homogeneizados, coletavam-se amostras para determinar o teor de umidade, e então armazenavam-se os solos em sacos dentro de bombonas completamente fechadas, para que não ocorresse a variação na umidade dos mesmos.

Conforme abordado no item 3.2.4, a partir dos resultados dos ensaios de compactação dos solos, foi adotado um teor de umidade para homogeneização de cada solo da pesquisa. Dessa forma,

a água era incorporada ao solo, realizava-se a mistura dos materiais e os mesmos permaneciam em sacos plásticos fechados por no mínimo 24 horas. Após esse período de pré-homogeneização, adicionava-se o teor de cal, calculado considerando a massa de solo seco, e realizava-se uma nova homogeneização. Os materiais permaneciam em sacos plásticos vedados pelo período de uma hora (THOMPSON, 1966b, 1967; TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 1987) para então realizar a compactação dos corpos de prova.

A partir dos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação, eram definidas e aferidas a massa por corpo de prova e por camada, em balança com precisão de 0,01 g. A compactação de cada camada era realizada até a altura desejada, de modo a reproduzir a massa específica aparente seca máxima da mistura. Na maioria dos casos, adotou-se a compactação dinâmica das amostras. Porém, no caso da moldagem dos corpos de prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura na energia modificada, não foi possível se alcançar a massa específica máxima com a utilização do soquete. Para esses, foi realizada a compactação estática em uma prensa manual. As informações referentes aos moldes, ao tipo de compactação e ao número de camadas adotado na moldagem são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Características da moldagem e compactação dos corpos de prova

<b>Ensaio</b>	<b>Molde (dimensões)</b>	<b>Compactação</b>	<b>Número de camadas</b>
Resistência à compressão simples	Cilíndrico (5 x 10 cm)	Dinâmica*/Estática**	3
Durabilidade	Cilíndrico (5 x 10 cm)	Estática	3
Resistência à tração por compressão diametral	Cilíndrico (5 x 10 cm)	Dinâmica	3
Resistência à tração na flexão	Prismático (10 x 10 x 40 cm)	Dinâmica	3
Triaxial de cargas repetidas	Cilíndrico (10 x 20 cm)	Dinâmica	10

\*Compactação na energia normal

\*\*Compactação na energia modificada

Depois de compactada cada camada, era realizada a escarificação da mesma, de modo que as camadas ficassem aderidas umas às outras. Para possibilitar a compactação das últimas camadas era utilizado um colarinho, com formato similar ao molde. Após o término da moldagem, os corpos de prova eram cuidadosamente desmoldados, sendo aferidas as dimensões e as massas dos corpos de prova. Assim que desmoldados, os mesmos eram dispostos dentro de sacos plásticos, cuidadosamente fechados e então se realizava a cura com umidade relativa superior a 95% e temperatura ambiente pelo período previsto, conforme consta na Tabela 3.3. Nessa também são apresentados os solos e as energias empregadas na compactação dos mesmos, sendo que cada combinação representa 4 misturas, em função de se trabalhar com dois teores e duas cales. Dessa forma, são apresentados o número de réplicas e o quantitativo de corpos de prova moldados, curados e ensaiados.

Tabela 3.3: Solos, energia de compactação, tempo de cura e quantidade de corpos de prova (CP) para os diferentes ensaios realizados com as misturas solo-cal

Ensaio	Solos e energia de compactação	Tempo de cura	CP por tempo de cura	CP por ensaio
Resistência à compressão simples	PVA-EN*, PVA-EM, TX-EN*, LV-EM	7, 28, 90 e 365* dias	2* ou 3	160
Resistência à compressão simples com imersão	PVA-EN, PVA-EM	7 e 28 dias	3	48
Durabilidade	PVA-EM	38 dias	6**	24
Resistência à tração por compressão diametral	PVA-EN, PVA-EM***, TX-EN	7, 28 e 90 dias	3	84
Resistência à tração na flexão	PVA-EN, PVA-EM, TX-EN, LV-EM	28 dias	3	48
Triaxial de cargas repetidas	PVA-EN, TX-EN	7, 28 e 90 dias	3	72
<b>Total de corpos de prova de solo-cal ensaiados</b>				<b>436</b>

\*2 CP de Argissolo e Luvisolo com cal na energia normal foram ensaiadas também aos 365 dias de cura

\*\*3 CP eram submetidos aos ciclos e 3 permaneciam em cura úmida

\*\*\*CP de Argissolo com cal na energia modificada foram ensaiados apenas com 28 dias de cura

### 3.2.6 Ensaios de carregamento estático

Nesse item são apresentados os procedimentos adotados para a realização dos ensaios de carregamento estático. Inicia-se pela descrição dos ensaios de compressão em corpos de prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, sendo eles: resistência à compressão simples e durabilidade. Na sequência procede-se para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral, realizados em corpos de prova de mesma dimensão. Com relação ao comportamento à tração, também foram realizados ensaios de resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos com 10 cm de largura, 10 cm de altura e 40 cm de comprimento.

#### 3.2.6.1 Resistência à compressão simples

Os ensaios foram realizados conforme o “Procedimento “A” da norma americana D5102 (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2009), tendo em vista que nesse método a altura do corpo de prova é duas vezes o diâmetro. Na moldagem dos corpos de prova foram empregados moldes tripartidos para facilitar a desmoldagem dos mesmos.

Finalizada a cura, as amostras foram ensaiadas com velocidade de deformação de 1,14 mm/min, dentro do intervalo sugerido pela norma empregada (entre 0,5 e 2% por minuto). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnologia da UFRGS, em uma prensa da marca Wykeham Farrance, com capacidade para 50 kN. Durante a execução de cada ensaio, registrava-se a carga aplicada e a respectiva deformação. Anotava-se a carga de ruptura, a fim de determinar a resistência à compressão simples das amostras. O carregamento continuava até os valores de carga reduzirem com o aumento da deformação.

A partir das resistências dos três CP para cada mistura, era realizada a média dos mesmos. Os corpos de prova que apresentavam RCS que distanciasse  $\pm 10\%$  da média, eram desconsiderados. Cabe ressaltar que todos os valores médios apresentados na análise de resultados correspondem a no mínimo dois corpos de prova.

Para verificar o efeito da imersão em água nos resultados de RCS, foi realizado um estudo com amostras de Argissolo e cal, curadas por 7 e 28 dias. Anteriormente à realização dos ensaios, os corpos de prova foram submetidos à imersão por 4 horas, período recomendado para solo-cimento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012). Dessa forma, os resultados obtidos quando da imersão dos corpos de prova foram comparados com aqueles realizados sem o período de imersão.

### 3.2.6.2 Durabilidade

Para a determinação da durabilidade das misturas de Argissolo e cal compactadas na energia modificada foi realizado o procedimento de umedecimento e secagem proposto por Hoover et al. (1958), também conhecido como método *Iowa*. A preparação das amostras, a moldagem e o rompimento dos corpos de prova, foram realizados considerando os mesmos critérios adotados nos ensaios de RCS.

No caso dos ensaios de durabilidade, foram moldados 6 CP por mistura, sendo que todos foram submetidos à cura úmida por 14 dias. Passado esse período, metade deles permanecia na câmara úmida e a outra metade era submetida a 12 ciclos de umedecimento e secagem. Cada ciclo corresponde a 48 horas, sendo 24 horas de secagem ao ar e 24 horas de imersão em água. Finalizados os ciclos, os CP eram removidos da imersão, secos superficialmente e submetidos à ensaios de RCS. Da mesma forma, os corpos de prova que permaneceram os 38 dias na câmara úmida, foram ensaiados. A durabilidade representa o quociente entre a resistência dos corpos de prova submetidos aos ciclos e àqueles que apenas passaram pelo processo de cura úmida.

### 3.2.6.3 Resistência à tração por compressão diametral

Os procedimentos adotados para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral foram similares aos empregados no ensaio de RCS, sendo utilizados os mesmos moldes para compactação das amostras, bem como aplicada a mesma velocidade de deformação para realização dos ensaios, próxima da sugerida por Thompson (1966b). Anteriormente à realização dos ensaios, eram posicionadas tiras de carregamento (*loading strips*), conforme Figura 3.7 (a), responsáveis por alterar a distribuição das tensões na amostra, fazendo com que essa rompesse à tração, como pode ser observado na Figura 3.7 (b). Thompson (1966b) sugere que a largura das tiras de carregamento seja em torno de  $1/8$  do diâmetro do CP, de modo que as tiras utilizadas nesse ensaio apresentaram largura de 5,0 mm e espessura de 3,0 mm.

Os valores de RCD foram determinados partir dos dados de carga de ruptura e das dimensões do CP, de acordo com a NBR 7222 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011), conforme Equação (3.1). Os critérios para média e análise dos resultados foram iguais aos adotados nos ensaios de RCS.

$$RCD = \frac{2 \times F}{\pi \times D \times H} \quad (3.1)$$

Onde:

RCD – resistência à tração por compressão diametral, em MPa;

F – força máxima aplicada, em N;

D – diâmetro do corpo de prova, em mm;

H – altura do corpo de prova, em mm.



Figura 3.7: Ensaio de resistência à tração por compressão diametral: antes (a) e depois da ruptura (b)

#### 3.2.6.4 Resistência à tração na flexão

Os ensaios de resistência à tração na flexão foram realizados com base nos procedimentos da norma americana D1635-M (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2012), recomendado para solo-cimento; e no relatório 789 (NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM, 2014), indicado para materiais estabilizados com diferentes agentes estabilizadores, incluindo a cal. Os ensaios foram realizados no LAPAV, sendo empregada uma prensa hidráulica da MTS, modelo 810 *UTM Test System*, com capacidade de aplicação de carga de 250 kN.

As dimensões das vigotas ensaiadas neste trabalho (10 x 10 x 40 cm) diferem das dimensões indicadas nos procedimentos referenciados (7,6 x 7,6 x 29 cm). Tal alteração é decorrente da adaptação dos equipamentos do LAPAV para ensaios realizados com misturas de material fresado, brita graduada simples e cimento Portland (CASTAÑEDA LÓPEZ, 2016), de modo que os procedimentos adotados nesse ensaio são similares aos desenvolvidos pelo autor.

A configuração do ensaio de RTF é apresentada na Figura 3.8 (a). Anterior ao ensaio, prendia-se à vigota um suporte do tipo “yoke”, desenvolvido por Castañeda López (2016), com base no protocolo SF4 (THE JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 1984). Nesse, era

posicionado um LVDT, responsável pela leitura dos deslocamentos. A carga era aplicada a uma taxa constante de 2,3 kN/min, conforme ajuste realizado em função das dimensões da vigota.

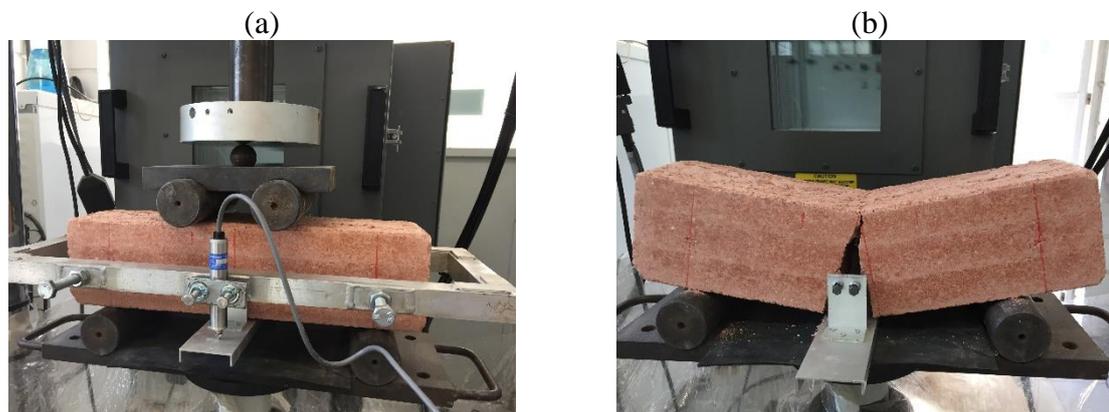


Figura 3.8: Ensaio de resistência à tração na flexão: antes (a) e depois da ruptura (b)

A RTF foi calculada a partir da Equação (3.2), considerando-se o máximo valor de tração na flexão, bem como as dimensões da vigota. Os critérios para média e análise dos resultados foram iguais aos adotados nos ensaios de RCS e RCD.

$$RTF = \frac{P \times L}{W \times H^2} \quad (3.2)$$

Onde:

RTF – resistência à tração na flexão, em MPa;

P – força máxima aplicada, em N;

L – comprimento entre eixos dos cilindros de apoio, em mm;

W – largura da vigota, em mm;

H – altura da vigota, em mm.

Após a ruptura, era medida a distância entre o local de formação da trinca e a extremidade mais próxima da vigota ( $L_t$ ), com precisão de 1 mm. Caso a  $L_t$  fosse inferior a 135 mm, o resultado do ensaio era descartado, de modo que a Equação (3.2) só é válida quando a ruptura ocorre no terço médio da vigota. As demarcações do terço médio aparecem na Figura 3.8 (b).

A deformação na ruptura foi determinada a partir da Equação (3.3), adotada pela *Austroroads* (2012). Conforme recomendado pela *Austroroads* (2008), deve-se considerar a deformação correspondente à 95% da carga de ruptura, devido à menor variabilidade dos valores de deformação nesse ponto do ensaio.

$$\varepsilon_{ruptura} = \frac{108 \times \delta \times H \times 1000}{23 \times L^2} \quad (3.3)$$

Onde:

$\varepsilon_{ruptura}$  – deformação na ruptura, em microstrain;

$\delta$  – deslocamento associado à 95% da carga de ruptura, em mm;

L – comprimento entre eixos dos cilindros de apoio, em mm;

H – altura da vigota, em mm.

Com base no gráfico tensão-deformação, e aplicando-se a Equação (3.4), estimou-se o módulo de elasticidade na flexão (MEF) para cada mistura estudada. Para tal, considera-se a tensão de tração normalizada, que consiste na relação entre as tensões de tração aplicadas ao longo do ensaio e a resistência à tração na flexão, para o intervalo de 20 a 100% da RTF (CASTAÑEDA LÓPEZ, 2016). Destaca-se que o MEF considerado nas análises mecânicas corresponde ao módulo secante no momento em que a carga aplicada equivale a 40% da resistência da mistura, como é recomendado pela *Austroroads* (2008).

$$MEF = \frac{\sigma_j}{\varepsilon_j} \times 10^6 \quad (3.4)$$

Onde:

MEF – módulo de elasticidade na flexão, em MPa;

$\sigma_j$  – tensão de tração normalizada, em MPa;

$\varepsilon_j$  – deformação correspondente, em microstrain.

### 3.2.7 Ensaios de cargas repetidas

Na sequência são apresentadas as informações acerca do ensaio triaxial de cargas repetidas, empregado na determinação do módulo de resiliência de amostras de Argissolo e Luvisolo com cal, compactadas na energia normal.

#### 3.2.7.1 Triaxial de cargas repetidas

O ensaio foi realizado conforme a norma rodoviária DNIT-ME 134 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2018a), indicada para determinação do módulo de resiliência de solos, podendo ser empregada com materiais melhorados com pequenas quantidades de agentes estabilizadores.

Os ensaios foram realizados no LAPAV, utilizando-se a câmara triaxial e os demais sistemas responsáveis pela aplicação e medição dos carregamentos, assim como pela leitura dos deslocamentos. Essa, por sua vez, foi realizada por dois transdutores de deslocamento do tipo LVDT, responsáveis por medir as deformações elásticas e transformá-las em um potencial elétrico que é transmitido para o programa de leitura. Dessa forma, o SEEPAV 8200 (Sistema de Ensaios Especiais de Pavimentação), sistema responsável pela aquisição dos dados, calcula automaticamente o módulo de resiliência para cada estado de tensão.

A frequência de aplicação dos carregamentos foi igual a 1 Hz, sendo aplicado um pulso de carga 0,1 s de duração, seguido de um tempo de repouso de 0,9 s. Anterior à realização do ensaio, foi aplicada uma sequência de carregamentos cíclicos, a fim de reduzir a influência das deformações permanentes nos resultados. Finalizada a fase de condicionamento, foi aplicada uma sequência de 18 pares das tensões indicadas na norma DNIT-ME 134 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2018a). Para cada par de

tensões, foram aplicados 200 ciclos de carga, sendo realizada a aquisição de dados das últimas cinco repetições, que então foram utilizadas no cálculo do MR médio. Como resultado do ensaio se tem 18 valores de MR, um para cada par de tensão. A partir dos dados dos ensaios de um mesmo material, foram analisados os diferentes modelos de regressão para verificar o de maior representatividade estatística e assim obter os parâmetros que caracterizam cada uma das misturas.

### 3.2.8 Análises mineralógicas

As análises mineralógicas consistiram na realização de ensaios de difratometria de raios X em amostras provenientes de misturas estabilizadas com cal, ou seja, de Argissolo e Latossolo com cal compactadas na energia modificada. Optou-se por realizá-las apenas no nível alto de cal, considerando a cura de 28 dias.

Assim que finalizada a cura das misturas, as mesmas foram secas e destorroadas até alcançar dimensões inferiores a 60 micrômetros. Depois de preparadas, as amostras foram enviadas para o Itt Fóssil, responsável pela realização das análises de DRX. Essas foram realizadas pelo método do pó total em aparelho Empryan Panalytical equipado com tubo de cobre, operando a 40 kV e 40 mA. As amostras em pó foram analisadas no intervalo angular de 2 a 75° 2 $\theta$  em passo de 0,01 durante 100 s. A partir dos resultados dos ensaios, se buscou verificar a existência de fases cimentantes nas amostras tratadas com cal, bem como observar possíveis alterações na mineralogia das mesmas, ao comparar com os resultados obtidos com os solos puros.

### 3.2.9 Análises mecânicas

A fim de estudar os efeitos proporcionados pela inclusão de camadas de solo-cal no comportamento estrutural de pavimentos, foram realizadas análises mecânicas. As etapas que integraram tais análises são apresentadas na Figura 3.9 e explicadas na sequência.

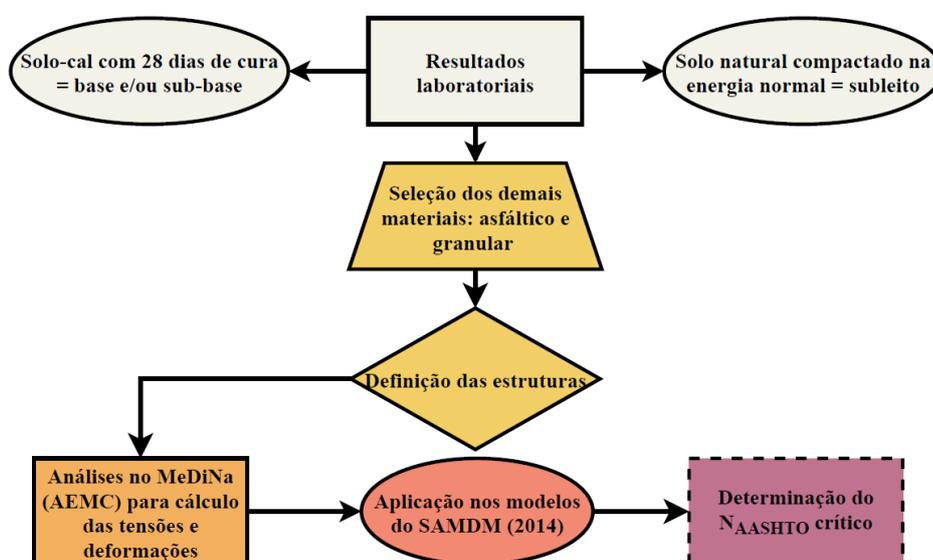


Figura 3.9: Fluxograma das análises mecânicas realizadas na presente pesquisa

Primeiramente, foram considerados os resultados das amostras de solo-cal curadas por 28 dias, bem como dos solos em sua condição natural, como material de subleito. Dessa forma, para cada condição de solo e energia, foram estudados quatro materiais cimentados, tendo em vista a utilização das duas cales em dois teores, resultando em 16 camadas de solo-cal com características distintas.

Depois de obtidas as características das camadas de solo-cal e também dos materiais de subleito, foi necessário escolher os materiais utilizados nas demais camadas, ou seja, para as camadas asfálticas e granulares. Como o intuito das análises mecânicas é avaliar o efeito proporcionado pela inclusão das camadas de solo-cal, considerando suas diferentes características, limitou-se o número de fatores controláveis estudado, contemplando apenas um concreto asfáltico e uma brita graduada simples (BGS) para compor essas camadas. Com relação ao concreto asfáltico, optou-se por trabalhar com uma camada menos rígida, ou seja, com módulo de resiliência em torno de 3000 MPa, proporcionando resultados mais conservadores. Destaca-se que as características dos materiais empregados nas análises mecânicas são apresentadas no capítulo 5.

Selecionados os materiais, a próxima etapa consistiu na definição das estruturas, do ponto de vista de comportamento e também quanto às espessuras empregadas nas camadas. Para analisar o desempenho de pavimentos com camadas de solo-cal, foram consideradas as estruturas apresentadas na Figura 3.10. Para efeito comparativo, também foram estudadas estruturas de referência, em que as camadas de solo-cal foram substituídas por camadas granulares.

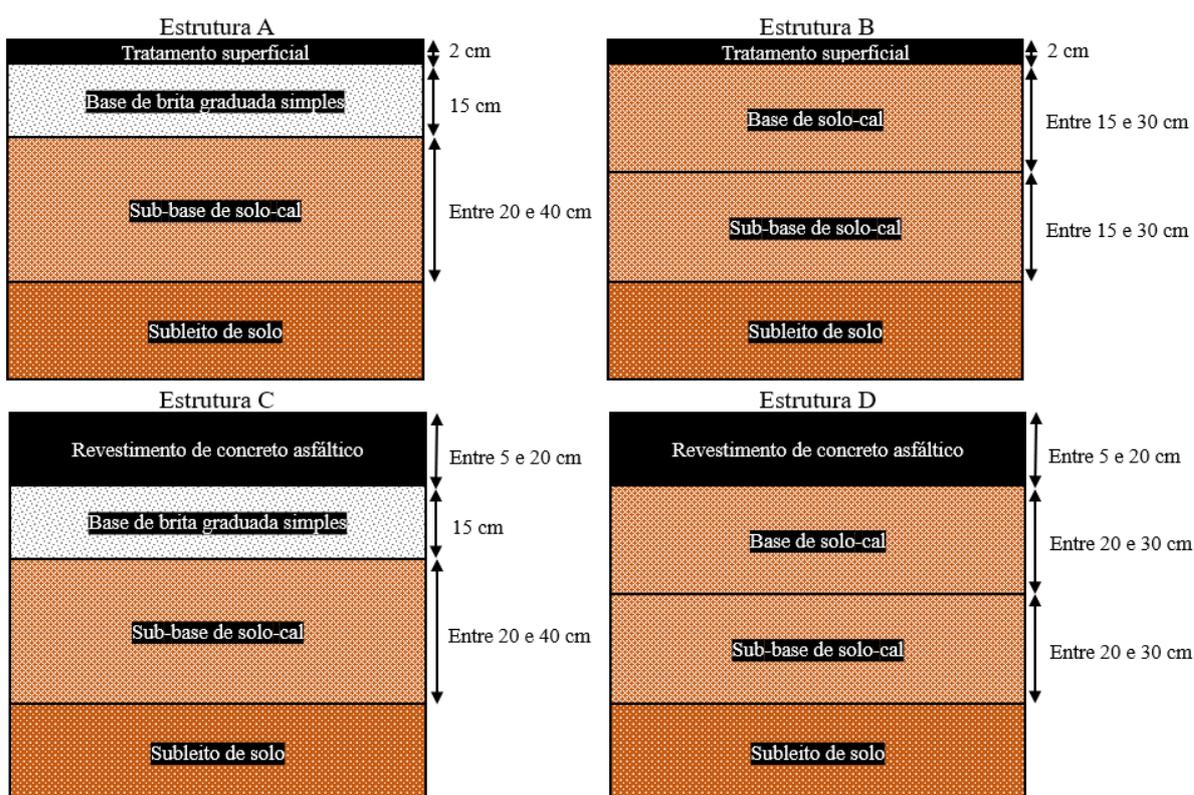


Figura 3.10: Estruturas consideradas nas análises mecânicas

Na Figura 3.10, as estruturas A e B apresentam tratamento superficial de 2 cm, de modo que o revestimento não possui função estrutural. Dessa forma, nas análises esses 2 cm são incorporados à espessura da base. A escolha por estruturas com tratamento superficial destina-se ao estudo do comportamento do solo-cal para emprego como camada de pavimentos com baixo volume de tráfego. Já as estruturas C e D apresentam revestimento de concreto asfáltico, com espessuras de 5, 12,5 e 20 cm. A definição dessas espessuras se remete ao estudo do comportamento das camadas de solo-cal em estruturas com revestimentos asfálticos delgados (5 cm) e espessos (20 cm). O revestimento asfáltico de 12,5 cm, por sua vez, representa uma espessura intermediária entre as estudadas.

As estruturas A e C são estruturas semirrígidas invertidas, sendo incluída uma camada granular entre a camada asfáltica e a sub-base cimentada. Já as estruturas B e D não apresentam camadas granulares, e por isso, são consideradas semirrígidas.

As espessuras das camadas granulares das estruturas A e C foram fixadas em 15 cm, pois sua influência não é foco deste estudo. Já nas sub-bases de solo-cal variou-se a espessura entre 20 e 40 cm. Nas estruturas em que a espessura da camada cimentada teve efeito significativo no desempenho global do pavimento, variou-se a espessura dessa de 2 em 2 cm, resultando 11 espessuras de sub-base. Para as demais situações, foram analisadas estruturas considerando a sub-base com 3 espessuras distintas; 20, 30 e 40 cm.

O mesmo critério foi adotado nas estruturas semirrígidas, B e D, resultando igualmente em 11 estruturas. Para essas estruturas semirrígidas, sempre que as espessuras da base e da sub-base eram diferentes, a maior espessura era atribuída à camada de sub-base. Ainda, como são camadas de um mesmo material, optou-se por apresentar os resultados considerando o somatório das espessuras de base e sub-base, ou seja, para as estruturas com tratamento superficial as espessuras variaram entre 35 e 55 cm e para aquelas com revestimento asfáltico, entre 40 e 60 cm.

A escolha pelas espessuras das camadas de solo-cal foi realizada com base na experiência internacional, ou seja, foram consideradas espessuras comumente utilizadas em países onde o emprego de bases e sub-bases cimentadas é prática costumeira. Além disso, ao se trabalhar com um determinado intervalo de variação das espessuras, é possível estudar o efeito da espessura da camada de solo-cal no número de solicitações admissíveis alcançado pelo pavimento.

De posse das informações necessárias, foram realizadas as análises na sub-rotina Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC) do programa MeDiNa. A partir das mesmas, se buscou conhecer as tensões e deformações que ocorrem nas diferentes camadas com a passagem de eixos simples de rodas duplas (ESRD) de 8,2 toneladas. Destaca-se que para cada profundidade estudada, foram calculadas as tensões e deformações entre as duas rodas do semieixo e abaixo de uma das rodas, de modo a se considerar a pior situação, ou seja, maiores valores de tensões e deformações.

Ao realizar as análises no AEMC, foi possível estimar o número admissível de solicitações de eixos padrão que as estruturas podem suportar antes de romper, assim como conhecer os mecanismos de ruptura. Para isso, foram utilizados os modelos de previsão propostos pelo

SAMDM (SOUTH AFRICAN NATIONAL ROADS AGENCY LIMITED, 2014). Na sequência são apresentados os modelos utilizados, de acordo com o tipo de camada. Cabe destacar que o SAMDM apropria índices de acordo com a categoria da rodovia, ou seja, considerando diferentes níveis de confiabilidade. Dessa forma, todas as análises foram realizadas para o nível de confiabilidade de 90%. A partir dos resultados obtidos para os diferentes mecanismos de ruptura, foi definido o N crítico, que corresponde ao menor deles. Esse foi considerado como o número admissível de solicitações de eixos padrão, destacando-se que o mesmo corresponde ao  $N_{AASHTO}$ .

### 3.2.9.1 Camadas asfálticas

A vida de fadiga das camadas asfálticas foi obtida a partir dos modelos (3.5) e (3.6).

$$N_f = FE \times 10^{\alpha \left(1 - \frac{\log \varepsilon_t}{\beta}\right)} \quad (3.5)$$

$$FE = 0,0489 \times t - 0,2225 \quad (3.6)$$

Onde:

$N_f$  – vida de fadiga;

$\alpha$  e  $\beta$  – constantes, de acordo com a espessura, as características (granulometria ou MR) e nível de confiabilidade;

$\varepsilon_t$  – deformação horizontal de tração na fibra inferior da camada asfáltica, em microstrain;

FE – fator de espessura relacionado à propagação das trincas, sendo adotada a equação (3.6), para espessuras iguais ou superiores a 25 mm, caso contrário, se considera como 1;

t – espessura da camada asfáltica, em mm.

### 3.2.9.2 Camadas granulares

As camadas granulares foram analisadas conforme modelos (3.7) e (3.8), de modo a obter o número N a partir do qual deverá ocorrer a ruptura ao cisalhamento dessas camadas. Cabe ressaltar que a condição de umidade foi considerada como moderada.

$$N = 10^{(\alpha F + \beta)} \quad (3.7)$$

$$F = \frac{\sigma_3 \left[ K \left( \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right) \right] + 2KC \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (3.8)$$

Onde:

N – número equivalente de eixos padrão para proteção contra resistência ao cisalhamento;

$\alpha$  e  $\beta$  – constantes relacionadas ao nível de confiabilidade;

F – relação de tensões, obtida pela equação (3.8);

$\sigma_1$  e  $\sigma_3$  – tensões principais maior e menor atuando na metade da camada granular;

C – coesão;

$\phi$  – ângulo de atrito;

K – constante relacionada à umidade.

### 3.2.9.3 Camadas cimentadas

No caso das camadas cimentadas foram verificados dois mecanismos de ruptura, sendo eles o esmagamento avançado (modelo (3.9)) e a vida de fadiga efetiva (modelos (3.10) e (3.11)).

$$N_{ea} = 10^{a\left(1 - \frac{\sigma_v}{b \text{RCS}}\right)} \quad (3.9)$$

$$N_{fe} = FE \times 10^{c\left(1 - \frac{\varepsilon}{d \varepsilon_{ruptura}}\right)} \quad (3.10)$$

$$FE = 10^{(0,00285t - 0,293)} \quad (3.11)$$

Onde:

$N_{ea}$  – número equivalente de eixos padrão para esmagamento avançado;

$\sigma_v$  – tensão vertical de compressão no topo da camada;

RCS – resistência à compressão simples;

a e b – constantes relacionadas ao nível de confiabilidade;

$N_{fe}$  – vida de fadiga efetiva;

$\varepsilon$  – deformação horizontal de tração na fibra inferior da camada, em microstrain;

$\varepsilon_{ruptura}$  – deformação na ruptura, em microstrain;

c e d – constantes relacionadas ao nível de confiabilidade;

FE – fator de espessura relacionado à propagação das trincas, sendo adotada a equação (3.11), para espessuras entre 10,2 e 41,9 cm;

t – espessura da camada cimentada, em mm.

Destaca-se que quando a camada cimentada atinge o número de solicitações que corresponde à vida de fadiga efetiva, a mesma passa a ter comportamento granular. Isso representa que adicionalmente a esse N, deve-se somar o número de solicitações que o pavimento passa a suportar a partir de então. Porém, como não se tem informações quanto ao comportamento granular das misturas solo-cal estudadas nessa pesquisa, optou-se por considerar o  $N_{fe}$  como o final da vida útil do pavimento, para os casos em que a fadiga da camada cimentada é o mecanismo que leva à ruptura do pavimento.

### 3.2.9.4 Subleito

Para o subleito, foi verificado o número equivalente de eixos padrão a partir do qual ocorre a deformação permanente do mesmo. Para isso foi utilizado o modelo (3.12), sendo adotada como 10 mm a profundidade do sulco.

$$N_{dp} = 10^{(a - 10 \log \varepsilon_v)} \quad (3.12)$$

Onde:

$N_{dp}$  – número equivalente de eixos padrão para definir o nível de deformação permanente;

$\varepsilon_v$  – deformação vertical de compressão no topo da camada;

a – constante relacionada ao nível de confiabilidade e à profundidade do sulco gerado pela deformação permanente.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS LABORATORIAIS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados experimentais obtidos nesta pesquisa. Primeiramente, é realizada a caracterização dos materiais, seguida pela dosagem das misturas solo-cal, que possibilitou a seleção dos teores de cal. Definidos os teores, são apresentados os parâmetros de compactação empregados na moldagem dos corpos de prova. Na sequência são analisados os resultados dos ensaios de carregamento estático, seguidos pelos de cargas repetidas; sendo apresentada também a análise mineralógica das amostras de solo-cal. Finalizando o capítulo, é realizada uma síntese dos resultados obtidos.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

A fim de facilitar a compreensão acerca da constituição dos solos de estudo, optou-se por apresentar os resultados relativos à sua caracterização e comportamento mecânico separadamente. Dessa forma, cada solo será caracterizado individualmente e após será feita uma síntese das principais características dos três solos estudados.

#### 4.1.1 Argissolo

Os resultados detalhados, como laudos, gráficos, tabelas e relatórios, que foram gerados nos ensaios de classificação MCT, análise química, DRX e FRX constam no apêndice A. A massa específica real dos grãos obtida para o Argissolo foi igual a  $2,675 \text{ g/cm}^3$ . Os principais resultados obtidos nos ensaios realizados, bem como o enquadramento nos diferentes sistemas de classificação são apresentados na Tabela 4.1.

Inicialmente, busca-se relacionar as características presentes na Tabela 4.1 com a classificação pedológica indicada no item 3.1.1. Para isso, dá-se especial atenção às características químicas obtidas pela metodologia comumente empregada no âmbito agrônomo/pedológico. Segundo Freire et al. (2013), os Argissolos do Estado do Rio de Janeiro, em geral, têm baixos valores de saturação por bases ( $< 50\%$ ) e níveis reduzidos de fósforo e potássio, características confirmadas para o solo em questão, de modo que o mesmo é caracterizado como distrófico. Pela coloração, em conjunto com a análise do mapa pedológico, o presente solo é um Argissolo Vermelho-Amarelo. Conforme apresentado por Freire et al. (2013), esse é formado a partir de rochas de caráter ácido, predominando granitos e gnaisses, ou sedimentos dessas rochas, o que explica o pH fortemente ácido do mesmo (5,1).

Tabela 4.1: Caracterização do Argissolo

<b>Análise granulométrica (ABNT)</b>					
$\phi \leq 0,002$ mm	$0,002 < \phi \leq 0,06$ mm	$0,06 < \phi \leq 0,2$ mm	$0,2 < \phi \leq 0,6$ mm	$0,6 < \phi \leq 2$ mm	$2 < \phi \leq 60$ mm
Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)
14,0	37,0	8,0	12,6	26,3	2,1
Classificação NBR 6502 (ABNT, 1995): Areia siltosa					
<b>Consistência</b>					
Limite de liquidez - LL (%)		Limite de Plasticidade - LP		Índice de Plasticidade - IP	
47		30		17	
Classificação Burmister (1949) apud Das e Sobhan (2019): Plasticidade média					
<b>Classificações</b>					
Classificação Rodoviária - AASHTO (ASTM, 2004):			Solo argiloso [A-7-5(7)]		
Classificação Unificada - SUCS (ASTM, 2000):			Silte arenoso [ML]		
Metodologia MCT (DNER, 1996): Solo siltoso não laterítico [NS']					
<b>Composição química - Metodologia ROLAS</b>					
Argila (%)	pH (H <sub>2</sub> O)	P (mg/dm <sup>3</sup> )	K (mg/dm <sup>3</sup> )	Al <sub>trocável</sub> (cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup> )	CTC (cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup> )
46	5,1	0,2	6	1,2	2,61
Matéria orgânica (%)		Saturação por bases (%)		Saturação por alumínio (%)	
0,2		16		74,2	
<b>Análise mineralógica - Difractometria de raios X (DRX)</b>					
			Muscovita		
Caulinita (%)		Gibbsita (%)	(%)	Quartzo (%)	
59,8		16,4	12,4	11,5	
<b>Análise mineralógica - Fluorescência de raios X (FRX)</b>					
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	SiO <sub>2</sub> (%)	K <sub>2</sub> O (%)	Outros (< 1% cada)	
72,78	12,21	10,21	2,54	2,26	

Com relação à análise mineralógica obtida pelo DRX, se percebe a predominância do argilomineral caulinita (59,8%), o que vai ao encontro com Santos et al. (2018), que informam que os Argissolos são predominantemente cauliniticos. Os elementos encontrados pelo ensaio de FRX estão presentes nas fases observadas pela difratometria de raios X, com exceção do óxido de ferro (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), que provavelmente está na forma livre. A grande quantidade de alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) pode ser encontrada na caulinita, na gibbsita e na muscovita. A sílica (SiO<sub>2</sub>) está presente na caulinita, na muscovita e no quartzo. Já o óxido de potássio (K<sub>2</sub>O) está contido na muscovita.

Quanto às classificações realizadas, verifica-se uma certa discrepância. Enquanto que pela classificação textural (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1995) se trata de uma areia siltosa, pela classificação rodoviária (AMERICAN SOCIETY FOR

TESTING AND MATERIALS, 2004) chegou-se a um A-7-5, que corresponde a um solo argiloso. Solos desse grupo apresentam moderados índices de plasticidade em relação ao limite de liquidez, podendo ser altamente compressíveis, bem como sujeitos a variações volumétricas consideráveis, ou seja, expansivos. Uma característica interessante é que o índice de grupo é baixo (7) para um A-7-5. Solos com índice de grupo próximo a zero são caracterizados como bons para materiais de subleito (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2004). Pela classificação unificada (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2000) se trata de um silte arenoso, ML, o que indica uma baixa compressibilidade, diferentemente do que foi verificado pela classificação rodoviária.

Tais classificações foram desenvolvidas para solos de clima temperado, sendo que muitas vezes não são representativas para solos de clima tropical, como os solos desta pesquisa. Dessa forma, os resultados obtidos pela classificação MCT são os que trazem informações mais precisas acerca do comportamento desses solos. Observando-se os resultados obtidos para o Argissolo, foi possível classificá-lo como um solo siltoso não laterítico, NS' (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1996). Conforme abordado por Nogami e Villibor (1995), geralmente são solos que, quando compactados na energia normal, são caracterizados pela baixa capacidade de suporte quando imersos em água, baixo módulo de resiliência, elevada erodibilidade e expansibilidade. Destaca-se que o Argissolo apresentou elevada perda de massa por imersão (305%), o que justifica parte dessas características. Ainda, o solo apresentou baixa capacidade de troca catiônica (CTC), de modo que a expansibilidade não demonstra ser uma característica forte do mesmo.

#### 4.1.2 Luvisolo

As principais características do Luvisolo são apresentadas na Tabela 4.2. No apêndice A também podem ser encontrados os resultados detalhados que foram gerados nos ensaios de classificação MCT, análise química, DRX e FRX para o Luvisolo. Destaca-se que a massa específica real dos grãos do Luvisolo é  $2,702 \text{ g/cm}^3$ , bem próxima à obtida para o Argissolo.

Primeiramente, se busca relacionar os dados da Tabela 4.2 com as características do grupo pedológico a que o solo foi atribuído. Dentre as características dos Luvisolos, os mesmos podem apresentar pedregulhos na parte superficial, o que explica a existência do pequeno percentual de pedregulho observado visualmente e constatado pela análise granulométrica (Tabela 4.2). De acordo com as características apresentadas por Santos et al. (2018), o pH pode variar de moderadamente ácido a ligeiramente alcalino, apresenta argila de atividade alta, com alta capacidade de troca catiônica ( $> 27 \text{ cmol}_c/\text{kg}$ ) e saturação por bases alta ( $\geq 50\%$ ). Verifica-se que o solo em questão atende às características supracitadas. Como esse solo não apresenta caráter crômico, se trata de um Luvisolo Háplico.

Tabela 4.2: Caracterização do Luvissole

<b>Análise granulométrica (ABNT)</b>					
$\phi \leq 0,002$ mm	$0,002 < \phi \leq$ 0,06 mm	$0,06 < \phi \leq 0,2$ mm	$0,2 < \phi \leq 0,6$ mm	$0,6 < \phi \leq 2$ mm	$2 < \phi \leq 60$ mm
Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)
52,0	41,0	3,0	1,6	1,2	1,2
Classificação NBR 6502 (ABNT, 1995): Argila siltosa					
<b>Consistência</b>					
Limite de liquidez - LL (%)		Limite de Plasticidade - LP		Índice de Plasticidade - IP	
69		41		28	
Classificação Burmister (1949) apud Das e Sobhan (2019): Plasticidade alta					
<b>Classificações</b>					
Classificação Rodoviária - AASHTO (ASTM, 2004):			Solo argiloso [A-7-5(35)]		
Classificação Unificada - SUCS (ASTM, 2000):			Silte de alta compressibilidade [MH]		
Metodologia MCT (DNER,1996): Solo argiloso não laterítico [NG']					
<b>Composição química - Metodologia ROLAS</b>					
Argila (%)	pH (H <sub>2</sub> O)	P (mg/dm <sup>3</sup> )	K (mg/dm <sup>3</sup> )	Al <sub>trocável</sub> (cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup> )	CTC (cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup> )
44,0	6,8	17	>400	0,0	27,3
Matéria orgânica (%)		Saturação por bases (%)		Saturação por alumínio (%)	
1,5		94,0		0,0	
<b>Análise mineralógica - Difractometria de raios X (DRX)</b>					
Quartzo (%)		Muscovita (%)		Caulinita (%)	
46,9		37,0		16,1	
<b>Análise mineralógica - Fluorescência de raios X (FRX)</b>					
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	SiO <sub>2</sub> (%)	MgO (%)	K <sub>2</sub> O (%)	Outros (< 1,5% cada)
45,12	17,38	15,81	10,63	6,71	4,35

Além da classificação pedológica, o solo foi classificado de acordo com as indicadas na Tabela 4.2. Granulometricamente, o solo trata de uma argila siltosa (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1995). Pela classificação rodoviária (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2004) o solo pertence ao grupo A-7-5, que corresponde a um solo argiloso. Conforme indicado também para o Argissolo, solos desse grupo podem ser altamente compressíveis e expansivos. Devido ao elevado percentual de material fino e dos altos limites de consistência, o índice de grupo é bastante elevado (35). Índice de grupo igual ou superior a 20 indica que o material é muito fraco ao ser considerado como solo de subleito, (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2004). Pela classificação unificada (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2000) se trata de

um silte de alta compressibilidade (MH), devido ao elevado limite de liquidez do solo ( $LL = 69\%$ ), estando de acordo com o observado pela classificação rodoviária.

Pela classificação MCT (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1996), o Luvissole em questão foi classificado como um solo argiloso não laterítico ( $NG'$ ). De acordo com Nogami e Villibor (1995), quando compactados na energia normal, apresentam características das argilas tradicionais muito plásticas e expansivas. Quanto à plasticidade, verificou-se que a mesma é alta, considerando a classificação proposta por Burmister apud Das e Sobhan (2019). Com relação à expansibilidade, ela pode ser atribuída à grande presença de muscovita (37%) e à elevada capacidade de troca catiônica ( $27,3 \text{ cmol/dm}^3$ ). Tanto a muscovita, como o quartzo (46,9%) são minerais mais estáveis do que os feldspatos (16,1% de caulinita), sendo características de solos que não passaram pelo processo de intemperismo. Segundo Nogami e Villibor (1995), o quartzo é um mineral muito comum na fração silte dos solos lateríticos e a sua presença pode ser considerada normal.

A análise mineralógica realizada por fluorescência de raios X apresenta grande quantidade de alumina ( $Al_2O_3$ ), que pode estar presente tanto na muscovita como na caulinita. A sílica ( $SiO_2$ ) pode ser encontrada nas diferentes fases obtidas pelo DRX. Ainda foram identificados elementos presentes de forma livre no solo, como o óxido de ferro ( $Fe_2O_3$ ) e o óxido de magnésio ( $MgO$ ). Já o óxido de potássio ( $K_2O$ ) está contido na muscovita.

#### 4.1.3 Latossolo

Na Tabela 4.3 estão apresentados os principais dados quanto à caracterização do Latossolo. Da mesma forma que para os outros solos, os resultados detalhados que foram gerados nos ensaios de classificação MCT, análise química, DRX e FRX são apresentados no apêndice A.

Iniciando pela classificação pedológica, os Latossolos apresentam baixa capacidade de troca catiônica, inferior a  $17 \text{ cmol}_c \text{ kg}^{-1}$ , são solos fortemente ácidos, com baixa saturação por bases, ou seja, menor do que 50% (SANTOS et al., 2018). Tais características são apresentadas pelo solo em questão, como pode ser observado na Tabela 4.3. Além disso, o solo apresentou uma elevada massa específica ( $3,034 \text{ g/cm}^3$ ), que é indicativa da presença de sais de ferro (45,2%). O mapa de solos do Paraná (BHERING, 2007) indica que se trata de um Latossolo Vermelho.

A partir dos dados da Tabela 4.3, pode-se tecer alguns comentários sobre as outras classificações. Assim como o Luvissole, pela classificação textural (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1995), o Latossolo estudado corresponde a uma argila siltosa. Pela classificação rodoviária (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2004) o solo pertence ao grupo A-7-5, que corresponde a um solo argiloso, mesmo grupo dos demais solos da pesquisa. Como comentado anteriormente, solos desse grupo podem ser altamente compressíveis e expansivos. Com relação ao índice de grupo, o mesmo apresenta um valor intermediário (23) entre os obtidos pelos outros dois solos, Argissolo (7) e Luvissole (35). Quando o índice de grupo é igual ou superior a 20, o mesmo deve apresentar fraco comportamento como material de subleito (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2004). Ainda, com relação à classificação unificada (AMERICAN

SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2000), o mesmo se enquadra como um silte de alta compressibilidade (MH), pertencendo ao mesmo grupo do Luvissole. Dessa forma, ao considerar os resultados obtidos pelas três classificações baseadas nas propriedades índices dos solos, esperar-se-ia que os mesmos apresentassem comportamento similares.

Tabela 4.3: Caracterização do Latossolo

<b>Análise granulométrica (ABNT)</b>					
$\phi \leq 0,002$ mm	$0,002 < \phi \leq$ 0,06 mm	$0,06 < \phi \leq 0,2$ mm	$0,2 < \phi \leq 0,6$ mm	$0,6 < \phi \leq 2$ mm	$2 < \phi \leq 60$ mm
Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)
52,0	41,0	3,0	1,6	1,2	1,2
Classificação NBR 6502 (ABNT, 1995): Argila siltosa					
<b>Consistência</b>					
Limite de liquidez - LL (%)	Limite de Plasticidade - LP		Índice de Plasticidade - IP		
69	41		28		
Classificação Burmister (1949) apud Das e Sobhan (2019):			Plasticidade alta		
<b>Classificações</b>					
Classificação Rodovária - AASHTO (ASTM, 2004):		Solo argiloso [A-7-5(35)]			
Classificação Unificada - SUCS (ASTM, 2000):		Silte de alta compressibilidade [MH]			
Metodologia MCT (DNER,1996):		Solo argiloso não laterítico [NG']			
<b>Composição química - Metodologia ROLAS</b>					
Argila (%)	pH (H <sub>2</sub> O)	P (mg/dm <sup>3</sup> )	K (mg/dm <sup>3</sup> )	Al <sub>trocável</sub> (cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup> )	CTC (cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup> )
44,0	6,8	17	>400	0,8	27,3
Matéria orgânica (%)		Saturação por bases (%)		Saturação por alumínio (%)	
1,5		94,0		0,0	
<b>Análise mineralógica - Difractometria de raios X (DRX)</b>					
Quartzo (%)		Muscovita (%)		Caulinita (%)	
46,9		37,0		16,1	
<b>Análise mineralógica - Fluorescência de raios X (FRX)</b>					
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	SiO <sub>2</sub> (%)	MgO (%)	K <sub>2</sub> O (%)	Outros (< 1,5% cada)
45,12	17,38	15,81	10,63	6,71	4,35

Em contrapartida, essas classificações foram desenvolvidas para solos transportados e não representam corretamente o comportamento de solos saprolíticos e lateríticos. Como exemplo, Nogami e Villibor (1995) explicam que existem muitos solos que apresentam limite de liquidez acima de 50% e que não se expandem ou expandem muito pouco, quando compactados e colocados em imersão na sequência. Eles complementam que isso tem acontecido principalmente com os solos que se classificam pedologicamente como Latossolo, como o caso

do solo em questão. Ainda, observando-se os resultados apresentados na Tabela 4.3, verifica-se que além da CTC ser baixa, não há presença de argilominerais expansivos.

Pela classificação MCT (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1996), o Latossolo deste estudo foi classificado como um solo argiloso laterítico (LG'). Conforme abordado por Nogami e Villibor (1995), os integrantes mais frequentes do grupo LG' são as argilas e as argilas arenosas, que constituem o horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente por Latossolos. De acordo com Nogami e Villibor (1995), os solos argilosos lateríticos podem apresentar características parecidas com os solos arenosos lateríticos (LA'), porém com menor capacidade de suporte, menores módulos de resiliência, menor massa específica aparente seca e maior umidade ótima para mesma energia de compactação e maior contração por perda de umidade.

A análise mineralógica realizada por fluorescência de raios X mostra que os dois principais elementos do solo são a alumina ( $Al_2O_3$ ) e o óxido de ferro ( $Fe_2O_3$ ), sendo que juntos somam mais do que 90% da sua constituição. A alumina pode estar presente tanto na caulinita (47,8%) como na gibsita (34,8%), sendo que o óxido de ferro pode ser identificado na hematita (17,5%) e também de forma livre no solo. A sílica ( $SiO_2$ ) deve estar associada à caulinita. O óxido de Titânio ( $TiO_2$ ), por sua vez, provavelmente está na forma livre.

#### 4.1.4 Características dos solos da pesquisa no estado compactado

Os resultados dos ensaios de compactação dos solos são apresentados na Figura 4.1. Na Tabela 4.4 são expostos os parâmetros ótimos, bem como o grau de saturação (S) nessas condições. Também são apresentados os resultados do ensaio de resistência à compressão simples dos solos.

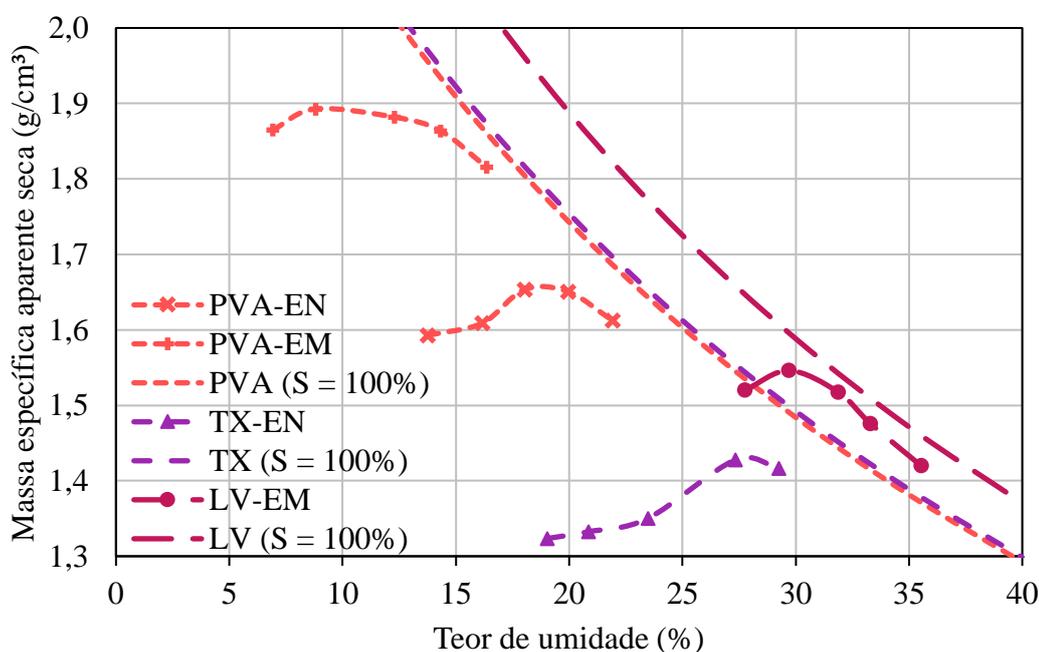


Figura 4.1: Curvas de compactação e de saturação dos solos desse estudo

Tabela 4.4: Parâmetros de compactação e RCS dos solos desse estudo

Parâmetro		Argissolo		Luvissoleto	Latossolo
Energia de compactação		Normal	Modificada	Normal	Modificada
Compactação	$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,660	1,894	1,435	1,546
	$\omega_{\acute{o}t}$ (%)	18,9	9,6	28,0	29,7
	S (%)	82,8	62,3	85,7	93,6
RCS (MPa)		0,25	0,89	0,20	0,95

Ressalta-se que esses ensaios foram desenvolvidos com o intuito de verificar as alterações provocadas pela adição de cal aos solos. Dessa forma, a energia utilizada na compactação dos solos é a mesma das misturas de solo-cal, sendo escolhida a energia normal para melhoramento e a modificada para estabilização. Os resultados apresentados na Figura 4.1 e na Tabela 4.4 serão utilizados para avaliar o efeito da adição de cal nas curvas de compactação e nos valores de resistência à compressão simples obtidos.

Ainda, foram realizados ensaios triaxiais de cargas repetidas com os três solos compactados na energia normal com intuito de utilizar os resultados de módulo de resiliência nas análises mecânicas. A adoção dessa energia de compactação refere-se ao emprego do material como subleito do pavimento. Na Figura 4.2 são apresentados os gráficos contemplando os modelos para determinação do módulo de resiliência, considerando a tensão confinante ( $\sigma_3$ ) e a tensão desvio ( $\sigma_d$ ). No apêndice A são apresentados os gráficos para cada solo individualmente, de modo que nesses são representados os pontos do ensaio para as diferentes tensões aplicadas.

Além dos modelos, estão incluídos nos gráficos da Figura 4.2, o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) e o valor S, que representa a distância média que os valores observados se afastam da linha de regressão. Esse informa o quão errado o modelo de regressão está, em média, usando as unidades da variável de resposta. Quanto menor o valor de S, mais próximas as observações se encontram da linha ajustada, ou seja, mais representativo o modelo.

A partir dos gráficos apresentados, é possível observar que o módulo de resiliência do Luvissoleto é bastante sensível à tensão desvio e à tensão confinante separadamente, sendo maior o efeito da tensão desvio, comportamento típico de solos argilosos com presença de material granular. Observa-se que o MR decresce consideravelmente com o aumento das tensões. Por outro lado, os módulos dos demais solos não se mostram sensíveis às tensões individualmente. Dessa forma, procurou-se avaliar a significância do modelo composto, em que considera o efeito das duas tensões (confinante e desvio) conjuntamente. A equação (4.1) representa o modelo composto, sendo que os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.5.

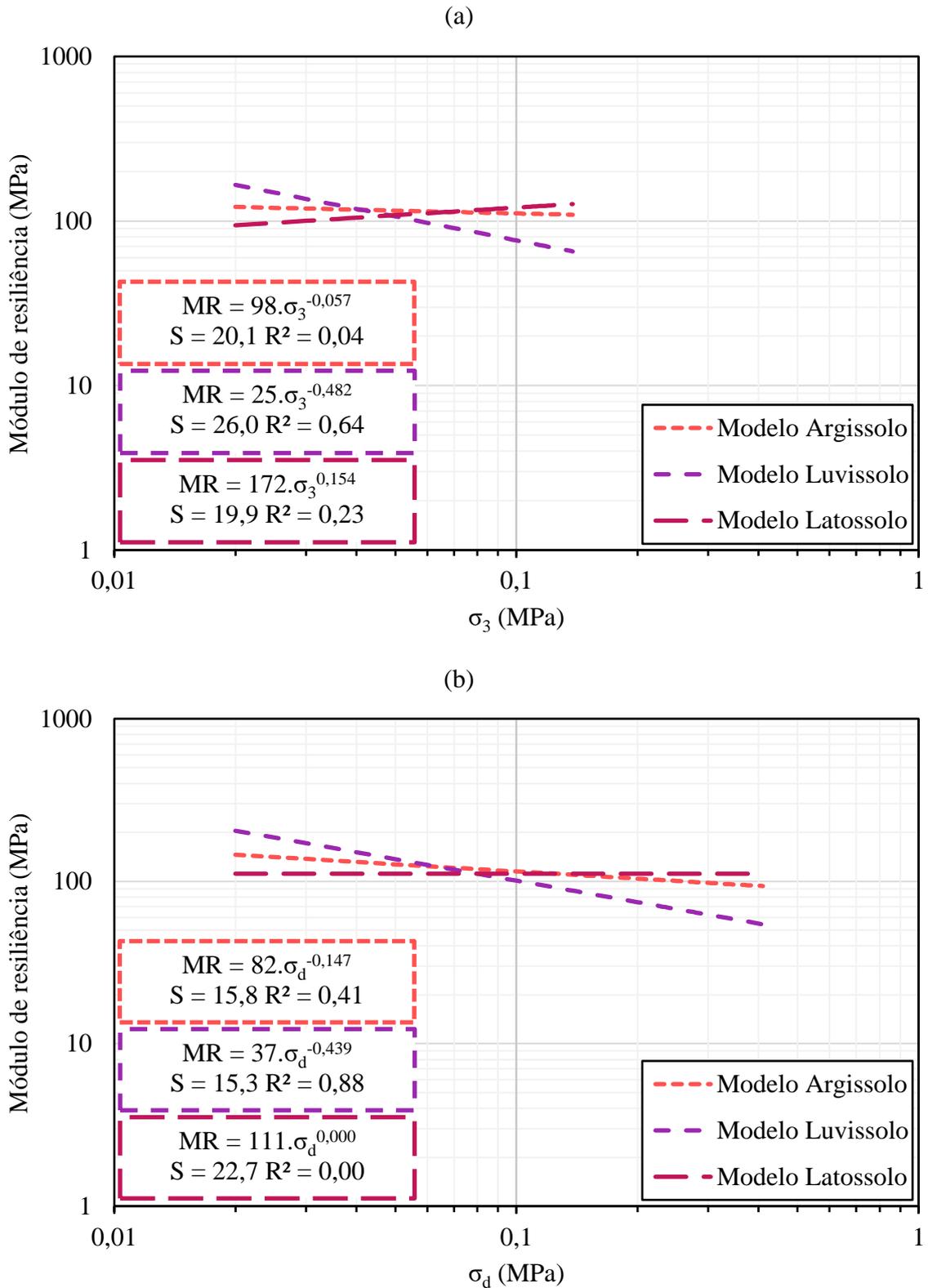


Figura 4.2: Comportamento resiliente dos solos compactados na energia normal: modelos baseados na tensão confinante (a) e na tensão desvio (b)

$$MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3} \quad (4.1)$$

Onde:

MR – módulo de resiliência, em MPa;

$\sigma_3$  – tensão confinante, em MPa;

$\sigma_d$  – tensão desvio, em MPa.

Tabela 4.5: Coeficientes e significância dos modelos compostos para a determinação do MR dos solos dessa pesquisa

Solo	$k_1$	$k_2$	$k_3$	S	R <sup>2</sup>
<b>Argissolo</b>	113	0,232	-0,297	12,0	0,67
<b>Luvissolo</b>	34	-0,063	-0,398	15,3	0,88
<b>Latossolo</b>	200	0,431	-0,280	13,5	0,66

Considerando os resultados apresentados na Tabela 4.5, observa-se que para o Argissolo e o Latossolo o modelo composto apresenta maior significância que os modelos  $k$ - $\sigma$  antes verificados. Tal comportamento vai ao encontro dos resultados obtidos para diferentes solos brasileiros (ARAÚJO, 2009; MEDEIROS, 2017; ROCHA e REZENDE, 2017), em que o modelo composto é o que melhor representa o comportamento resiliente dos mesmos. Com base nos resultados apresentados, os modelos compostos foram os escolhidos para as análises mecânicas. É possível observar que em função do caráter argiloso, todos os solos apresentam valor de  $k_3$  negativo; ou seja, uma redução do MR com o aumento da tensão desvio; sendo que a maior redução acontece para o Luvissolo. Com relação ao efeito da tensão confinante, percebe-se que o módulo de resiliência do Luvissolo reduz levemente com o aumento dessa e que o MR do Argissolo e do Latossolo cresce com o aumento da tensão confinante, sendo o efeito maior para o Latossolo.

#### 4.1.5 Síntese dos resultados de caracterização

Inicialmente, são apresentadas na Figura 4.3 as curvas granulométricas dos solos estudados. Ressalta-se que a composição granulométrica dos solos, conforme distribuição em frações, já foi previamente apresentada nas tabelas anteriores.

Pela Figura 4.3 observa-se que o Luvissolo e o Latossolo apresentam granulometrias muito próximas, sendo solos mais finos que o Argissolo. Na Tabela 4.6 são apresentadas algumas características dos solos estudados. Optou-se por incluir aquelas que podem trazer informações importantes relacionadas à reatividade dos solos à cal, conforme exposto no item 2.6.1.

Com base nas características granulométricas, todos os solos apresentaram mais do que 25% de material passante na peneira #200 (0,075 mm), valor sugerido pela *National Lime Association* (2004) para considerar o solo como bom candidato à estabilização com cal. Outro critério recomendado pela *NLA*, é com relação ao índice de plasticidade, devendo esse ser superior a 10%, que novamente foi alcançado pelos três solos.

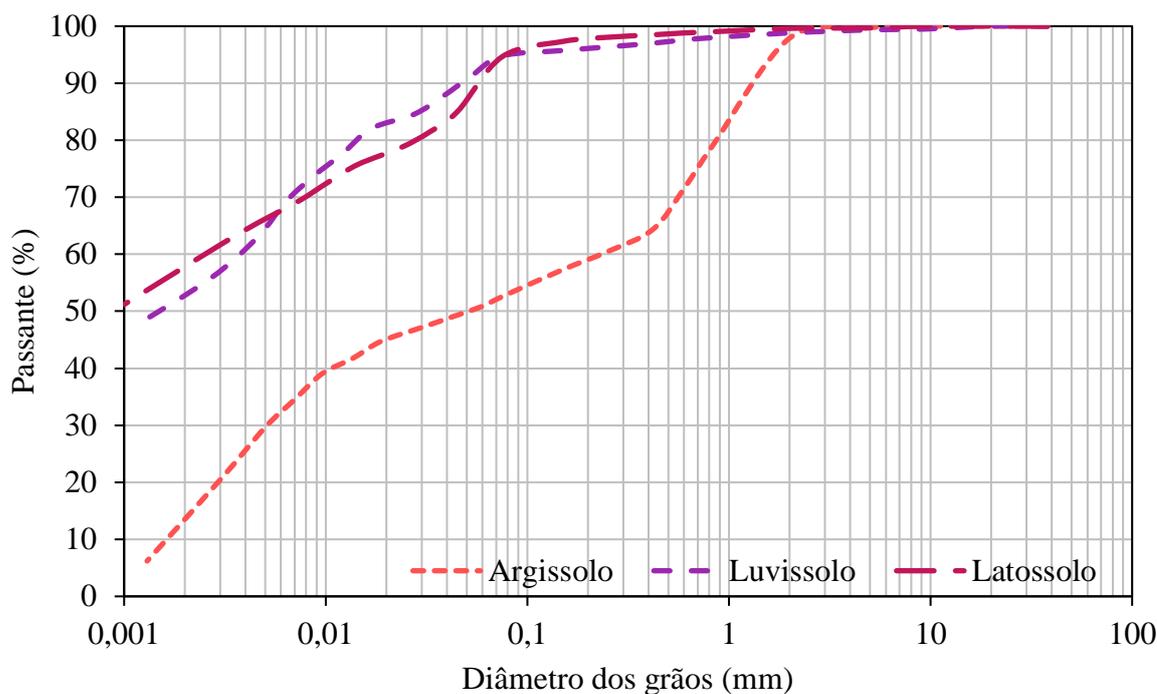


Figura 4.3: Análise granulométrica dos solos dessa pesquisa

Tabela 4.6: Síntese das propriedades dos solos da pesquisa

Propriedade		Argissolo	Luvissole	Latossolo
% passante na peneira #200 (0,075 mm)		53	95	95
IP (%)		17	28	15
Classificação <sub>o</sub>	AASHTO	A-7-5 (7)	A-7-5 (35)	A-7-5 (23)
	SUCS	ML	MH	MH
	MCT	NS'	NG'	LG'
Composição química	pH (H <sub>2</sub> O)	5,1	6,8	4,6
	P (mg/dm <sup>3</sup> )	0,2	17,0	0,7
	K (mg/dm <sup>3</sup> )	6	>400	51
	Al <sub>trocável</sub> (cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup> )	1,2	0,0	0,8
	CTC (cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup> )	2,6	27,3	7,3
	Matéria orgânica (%)	0,2	1,5	0,7
	Saturação por bases (%)	16,0	94,0	33,0
Fases (DRX)		Caulinita, gibbsita, muscovita e quartzo	Quartzo, muscovita e caulinita	Caulinita, gibbsita e hematita

É possível verificar que os três solos foram classificados como pertencentes ao mesmo grupo (A-7-5), de acordo com o sistema de classificação de solos da AASHTO (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2004). Considerando apenas essa informação, seria possível recomendar a estabilização com cal, pois conforme Epps et al. (1971 apud BEHAK, 2013), os solos pertencentes ao grupo A-7-5 da AASHTO são favoráveis à utilização da cal.

Iniciando a análise da composição química, obtida pela metodologia ROLAS, atenção passa a ser dada ao pH dos solos. Observa-se que o Argissolo e o Latossolo são caracterizados como fortemente ácidos (pH entre 4,4 e 5,3) e o Luvisolo como neutro (pH entre 6,6 e 7,3), segundo Freire et al. (2013). Conforme explicado por Thompson (1966a), quanto maior o pH, maior a reatividade à cal e um pH superior a 7 é indicativo da boa reatividade do solo com a cal. Todavia, ao analisar a reatividade de solos tropicais e subtropicais à cal, Harty e Thompson (1973) observaram que a influência do pH variou conforme o grupo pedológico, apresentando correlação significativa apenas para os ultissolos (pelo SiCBS, Argissolos), que se desenvolveram do processo de intemperismo convencional.

Para avaliar os níveis de fósforo (P) e potássio (K) nos solos, foram empregadas as classificações utilizadas para agricultura, conforme consta na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Classificação quanto à presença de fósforo e potássio no solo

<b>Classe</b>	<b>Nível</b>
$P \leq 5 \text{ mg/dm}^3$	Muito baixo
$6 \text{ mg/dm}^3 \leq P \leq 10 \text{ mg/dm}^3$	Baixo
$11 \text{ mg/dm}^3 \leq P \leq 20 \text{ mg/dm}^3$	Médio
$21 \text{ mg/dm}^3 \leq P \leq 30 \text{ mg/dm}^3$	Alto
$P > 30 \text{ mg/dm}^3$	Muito alto
$K \leq 45 \text{ mg/dm}^3$	Baixo
$46 \text{ mg/dm}^3 \leq K \leq 90 \text{ mg/dm}^3$	Médio
$91 \text{ mg/dm}^3 \leq K \leq 135 \text{ mg/dm}^3$	Alto
$K > 135 \text{ mg/dm}^3$	Muito alto

Fonte: Freire et al. (2013)

De acordo com os níveis da Tabela 4.7, é possível classificar como muito baixo o teor de fósforo encontrado no Argissolo e no Latossolo, e como médio o teor existente no Luvisolo. Com relação à presença de potássio, a mesma é considerada baixa para o Argissolo, média para o Latossolo e muito alta para o Luvisolo. Conforme Sobral et al. (2015), teores altos de potássio indicam presença de minerais primários e pouco intemperismo, características observadas para o Luvisolo. Ainda, segundo os autores, teores mais baixos de potássio indicam solos mais intemperizados, o que vai de encontro ao observado pela classificação MCT do Argissolo, já que esse foi classificado como de comportamento não laterítico. Estudo desenvolvido por Bueno (2011), verificou que a presença de fósforo e potássio afetam a resistência de misturas solo-cal, sendo que teores mais elevados causam maiores reduções. Dessa forma, atenção deve ser dada ao elevado teor de potássio presente no Luvisolo.

A capacidade de troca catiônica refere-se à capacidade de reter e de trocar cátions em um determinado pH e pode ser expressa em  $\text{cmol}_c/\text{dm}^3$ ,  $\text{cmol}_c/\text{kg}$ ,  $\text{meq}/100\text{g}$ , entre outras formas. Conforme Sobral et al. (2015), valores maiores do que  $15 \text{ cmol}_c/\text{dm}^3$  indicam presença de argila 2:1 na fração argila e valores inferiores a  $5 \text{ cmol}_c/\text{dm}^3$  indicam baixo teor de argila ou predominância de argila 1:1, como a caulinita. Tais características vão ao encontro do que já foi verificado para os solos da pesquisa. O Luvissole apresenta elevada CTC, reforçando a característica de expansibilidade, que foi previamente identificada pela forte presença de muscovita. O Argissolo, além de ser predominantemente caulinítico, apresenta menor quantidade de argila, o que justifica o baixo valor de CTC. O Latossolo, por sua vez, apresentou CTC de  $7,3 \text{ cmol}_c/\text{dm}^3$ , entre os intervalos indicados anteriormente, de modo que é um solo com elevado teor de argila e ausência de argilominerais expansivos.

Conforme explicado no item 2.6.1, a presença de matéria orgânica, quando superior a 1%, pode resultar em um teor adicional de cal. Destaca-se que os solos estudados apresentam matéria orgânica, porém apenas no Luvissole o teor é superior a 1%.

Com relação à saturação por bases (V), a mesma é importante sob ponto de vista pedológico, classificando os solos em eutróficos e distróficos, alta e baixa fertilidade, respectivamente. Os primeiros representam os solos com V superior a 50%, sendo que quando V é inferior a 50% são chamados de distróficos (SANTOS et al., 2018). Conforme exposto por Ronquim (2010), alguns solos distróficos podem apresentar teor de alumínio trocável muito elevado, o que foi observado para os solos desta pesquisa. O Argissolo, dentre os estudados, apresenta a menor saturação por bases e o maior teor de alumínio trocável, sendo o oposto observado para o Luvissole (maior V e menor  $\text{Al}_{\text{trocável}}$ ). Conforme observado por Rezende (2003) em estudo com solos tropicais, maiores teores de alumínio trocável representam maior aptidão do solo à estabilização com cal. O contrário foi reportado por Thompson (1967) em estudo com solos de clima temperado em que altos teores de saturação por bases necessitam de teores mais baixos de cal, ou seja são mais suscetíveis à estabilização com cal.

## 4.2 CARACTERIZAÇÃO DAS CALES

Os resultados dos ensaios realizados para a caracterização das cales são apresentados na Tabela 4.8. Destaca-se que a partir dos óxidos totais,  $(\text{CaO} + \text{MgO})_T$ , subtraindo-se os óxidos hidratados,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  e  $\text{Mg}(\text{OH})_2$ , foi possível determinar os óxidos não hidratados. Dessa forma, obteve-se um total de 4,72% para a cal calcítica e de 9,01% para a cal dolomítica. Ao considerar a cal calcítica como CH-I e a cal dolomítica como CH-II, verifica-se que ambas enquadram-se, quanto aos óxidos não hidratados, no exigido pela NBR 7175 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) para uso em argamassa. Com relação às demais exigências químicas mencionadas na norma, destaca-se que tanto o anidrido carbônico ( $\text{CO}_2$ ), como o teor de óxidos totais das duas cales estão dentro dos limites estabelecidos.

Dentre as exigências físicas destacadas pela NBR 7175 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), apenas é possível realizar considerações acerca da finura. As duas cales apresentaram menos do que 0,5% de material retido na peneira com abertura de 0,600 mm, estabelecido pela norma. Com relação à finura correspondente à peneira #200 (0,075

mm), a cal calcítica enquadrou-se no exigido para CH-I ( $\leq 10\%$ ), porém, a cal dolomítica apresentou um total de 17,79% retido, valor ligeiramente superior ao contido na norma para CH-II ( $\leq 15\%$ ). Como apresentado no item 4.2, a *National Lime Association* (2007) também recomenda que a cal apresente no máximo 15% de material retido na peneira #200.

Tabela 4.8: Caracterização das cales utilizadas na presente pesquisa

Parâmetro	Cal calcítica	Cal dolomítica
CaO <sub>T</sub> (%)	73,08	45,22
MgO (%)	0,55	31,10
Ca(OH) <sub>2</sub> (%)	92,63	44,42
Mg(OH) <sub>2</sub> (%)	0,80	39,63
(CaO + MgO) <sub>T</sub> (%)	98,15	93,06
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,05	0,41
SiO <sub>2</sub> (%)	0,12	3,02
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	0,18	1,29
CO <sub>2</sub> (%)	2,42	2,88
S (%)	0,032	0,011
Na <sub>2</sub> O (%)	-	0,107
K <sub>2</sub> O (%)	-	0,375
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (%)	0,059	0,025
SrO (%)	0,391	0,029
ZrO <sub>2</sub> (%)	0,045	0,005
MnO (%)	-	0,088
ZnO (%)	-	0,007
TiO <sub>2</sub> (%)	-	0,048
BaO (%)	-	0,031
Cl (%)	0,015	0,014
Perda ao fogo (%)	25,22	17,99
Umidade (%)	0,70	0,40
Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	0,3981	0,6056
Retido em peneira 0,600 mm (%)	0,00	0,00
Retido em peneira 0,075 mm (%)	0,21	17,79

Também se buscou avaliar as cales quanto aos parâmetros físico-químicos exigidos pela especificação de material DNIT 418 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2019b) que prevê o uso da cal para fins de pavimentação. Nessa, as exigências estão divididas entre cal virgem e cal hidratada. Embora, a norma não especifique o tipo de cal a ser utilizado, ela apresenta limitação quanto à presença de óxido de Magnésio, MgO, em no máximo 5%, de modo que isso restringe o uso da cal dolomítica. Além disso, a cal hidratada deve apresentar hidróxido de Cálcio, Ca(OH)<sub>2</sub>, em um teor mínimo 85% e óxido de Cálcio disponível, CaO, maior ou igual a 65%. Embora as duas cales apresentem óxido total superior a 90%, a cal dolomítica não se enquadra nos parâmetros supracitados, devido às proporções desses óxidos.

Assim como observado para a NBR 7175 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), as duas cales apresentam anidrido carbônico (CO<sub>2</sub>) inferior às exigências. Além disso, a norma DNIT 418 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2019b) exige que a umidade da cal hidratada seja de no máximo 2%, de modo que ambas as cales apresentaram valores inferiores. Quanto às exigências físicas para cales hidratadas, a norma recomenda que o material passante em peneira 0,21 mm e 0,075 mm seja de no mínimo 98 e 93%, respectivamente. Como a cal calcítica apresentou apenas 0,21% retido em peneira 0,075 mm, a mesma atende às exigências físicas, ao contrário da cal dolomítica que teve 17,79% do material retido nessa peneira.

Dentre os parâmetros da Tabela 4.8, é importante destacar a massa unitária. Como a quantidade de cal necessária em uma mistura solo-cal é calculada sobre a massa de solo, o teor empregado corresponde também a uma massa. Para um mesmo teor, deve-se adicionar uma determinada quantidade de cal. Como observado na Tabela 4.8, a massa unitária da cal calcítica é cerca de 2/3 da massa unitária da cal dolomítica. Portanto, a cal calcítica ocupa um maior volume, o que resulta em um maior número de partículas, e, conseqüentemente, uma maior superfície específica disponível para reagir com o solo.

### 4.3 DEFINIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS SOLO-CAL

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios do método do pH e dos limites de Atterberg, bem como os teores de cal definidos para o presente estudo. Na sequência, apresenta-se as curvas de compactação e os respectivos parâmetros para as misturas estudadas.

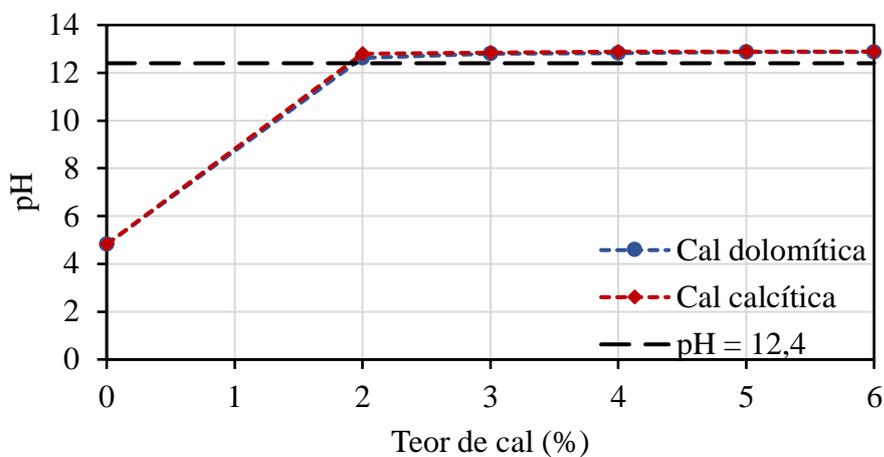
#### 4.3.1 Dosagem e teores de cal selecionados

Na Figura 4.4 são apresentados os resultados obtidos pelo método do pH para as misturas solo-cal. Como abordado no item 3.2.3.1, são indicados os teores de 2, 3, 4, 5 e 6% de cal para a realização do estudo de dosagem (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2006). Porém, para o Luvissole e o Latossolo, optou-se por verificar os resultados também com os teores de 7 e 8%, a fim de buscar uma possível estabilização dos valores de pH. Convém destacar que no ano de 2019 entrou em vigor o procedimento nacional para a estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo, correspondente ao método de ensaio DNIT 419 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2019c), que trata do método do pH. Pequenas alterações foram verificadas, sendo uma delas referente aos teores de cal, em que é sugerida a adição entre 2 e 10%.

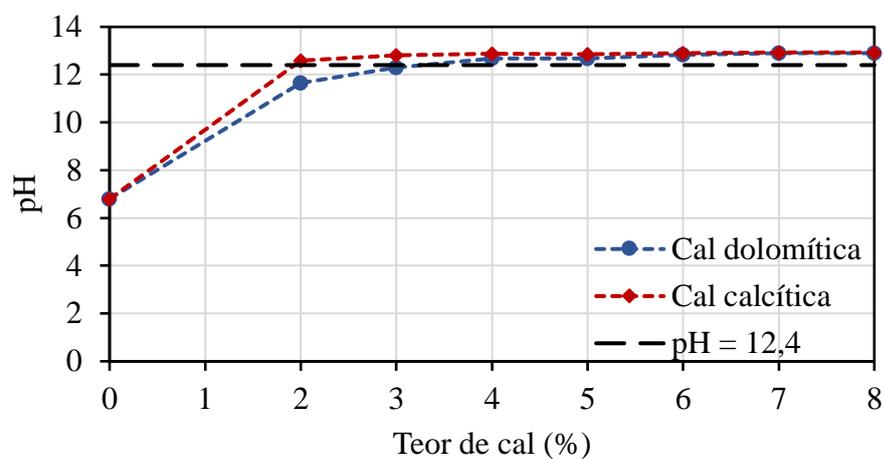
Conforme sugerido por Eades e Grim (1966) e explicado no item 3.2.3.1, o teor mínimo para estabilizar um solo com cal é o que alcança um pH de 12,4. Dessa forma, nos gráficos da Figura 4.4, onde são apresentados os resultados obtidos para os solos da pesquisa, está representada uma linha indicativa de tal pH.

Ao analisar os resultados apresentados na Figura 4.4, verifica-se que para o Argissolo, 2% de cal, independentemente se dolomítica ou calcítica, já seria suficiente para estabilizar esse solo. Para os outros solos, foi possível identificar uma diferença entre o tipo de cal. Enquanto que

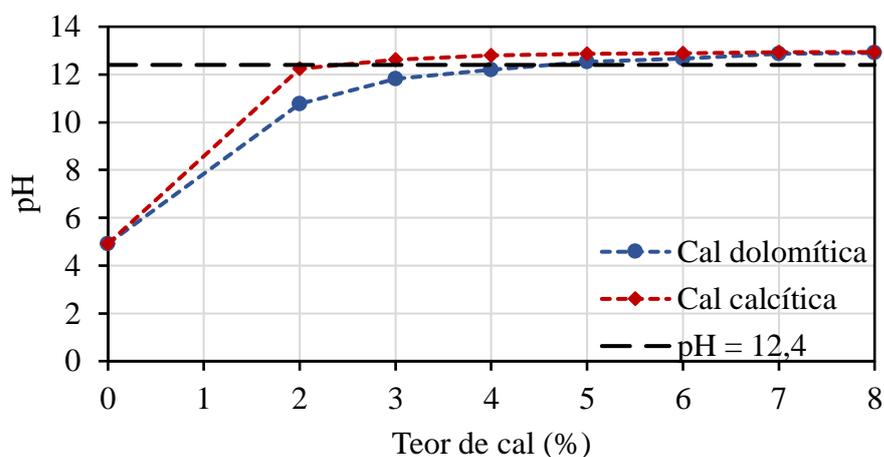
2% de cal calcítica promoveu um pH superior a 12,4 no caso do Luvissole, para a cal dolomítica seria necessário 4%, já que com 3% chega-se a 12,3. Quanto ao Latossolo, maiores teores de cal foram necessários para atingir o pH de 12,4, de forma que, para a cal calcítica, 3% foi suficiente para tal, e para a cal dolomítica, só foi possível ao adicionar 5%.



(a)



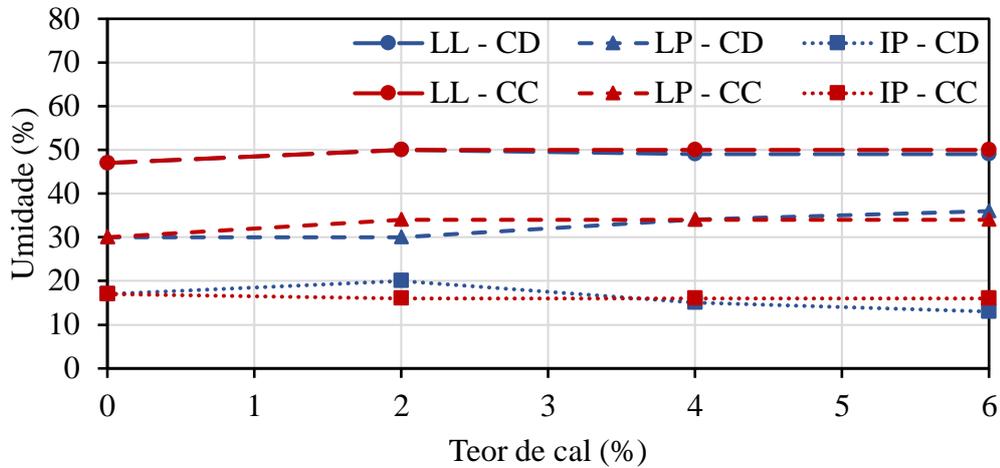
(b)



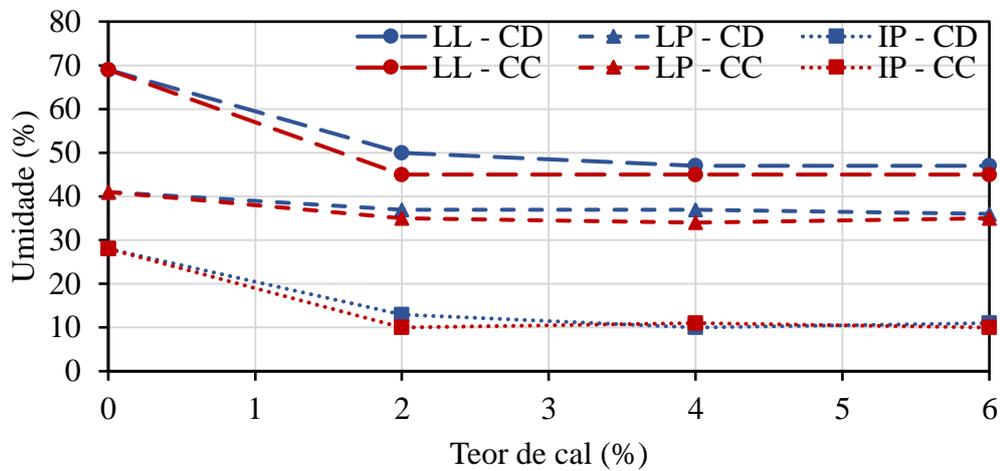
(c)

Figura 4.4: Resultados obtidos pelo método do pH para as misturas solo-cal da pesquisa – Argissolo (a), Luvissole (b) e Latossolo (c)

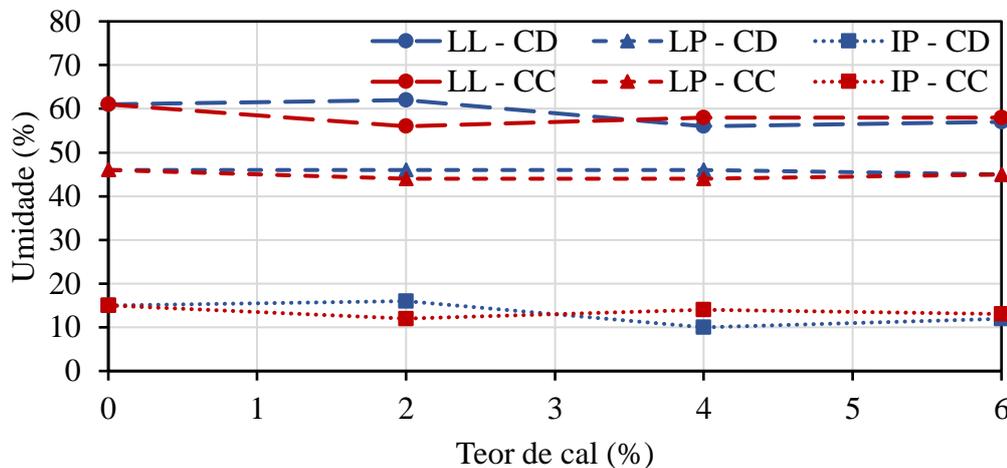
Os resultados obtidos para os ensaios de limites de Atterberg são apresentados na Figura 4.5. Os gráficos apresentam os valores referentes ao solo natural e com a adição de 2, 4 e 6% de cal dolomítica (CD) e calcítica (CC).



(a)



(b)



(c)

Figura 4.5: Resultados dos ensaios de limites de Atterberg dos solos e das misturas solo-cal estudadas – Argissolo (a), Luvisso (b) e Latossolo (c)

Com base nos resultados da Figura 4.5, verifica-se que apenas no Luvissole foi possível observar uma redução significativa no índice de plasticidade ao se adicionar a cal. Tal comportamento está de acordo com Herrin e Mitchell (1961), que explicaram que quanto mais plástico é o solo, maior a redução do IP quando da adição de cal. Os resultados observados para o Luvissole estão relacionados com a redução no limite de liquidez, devido à grande quantidade de argila coloidal e da atividade físico-química do solo, como explicado por Brandl (1981). Ainda, deve-se relacionar essa redução significativa da plasticidade com a característica expansiva do solo, conforme foi identificado por Bell e Coulthard (1990) apud. Bell (1996). Dessa forma, foi verificado que com 2% de cal, tanto calcítica como dolomítica, foi possível reduzir o IP de 28% para valores inferiores a 15%, como sugerido por Prusinski e Bhattacharja (1999).

Para o Argissolo, verificou-se um pequeno aumento do LL quando da adição de cal, comportamento típico de siltes ricos em cálcio natural, segundo Brandl (1981). Ainda, o aumento do limite de liquidez com a adição de 2% de cal pode ser atribuído à caulinita presente nesse solo, conforme já constado em estudo desenvolvido por Bell (1996). No caso do Latossolo, observa-se uma pequena redução do índice de plasticidade ao adicionar cal, sendo essa verificada já com 2% de cal calcítica e a partir de 4% de cal dolomítica. Tal redução do índice de plasticidade é resultante da queda nos valores de limite de liquidez, já que o limite de plasticidade se manteve praticamente constante.

Com base nos resultados obtidos, conclui-se que as alterações nos limites de consistência do Argissolo e do Latossolo proporcionadas pela adição de cal foram bastante discretas, comportamento que já era esperado em função da pouca plasticidade desses solos e por serem predominantemente caulíníficos. Dessa forma, no caso desses solos, é mais plausível considerar os resultados obtidos pelo método do pH para definição dos teores de cal. Outro ponto a ser destacado quanto à definição dos teores é o estabelecimento de um teor mínimo de 3%, satisfazendo os critérios apresentados no item 2.5.2.

Com base no pH, o teor de 3% demonstra ser suficiente para estabilizar o Argissolo com cal calcítica e dolomítica, bem como o Luvissole e o Latossolo com cal calcítica. A partir dos resultados obtidos pelo método da plasticidade para o Luvissole, percebe-se que com 3% de cal calcítica e dolomítica, já se tem uma redução expressiva do índice de plasticidade. Quando da adição de cal dolomítica ao Latossolo, percebe-se que o teor mínimo definido pelo método do pH seria 5%. Dessa forma, verificou-se a oportunidade de utilizar os mesmos teores para os três solos estudados, selecionando-se os teores de 3 e 5% de cal dolomítica e calcítica. Com isso, busca-se relacionar tais resultados com os obtidos nos demais ensaios realizados. Na Tabela 4.9 são apresentadas as misturas estudadas, assim como a nomenclatura utilizada, conforme modelo exposto na Tabela 3.1.

Tabela 4.9: Descrição e nomenclatura atualizada das misturas de solo-cal estudadas

Solo	Energia de compactação	Teor de cal (%)	Tipo de cal	Nomenclatura
Argissolo (PVA)	Energia normal (EN)	3	Calcítica (CC)	PVA-EN-3CC
Argissolo (PVA)	Energia normal (EN)	3	Dolomítica (CD)	PVA-EN-3CD
Argissolo (PVA)	Energia normal (EN)	5	Calcítica (CC)	PVA-EN-5CC
Argissolo (PVA)	Energia normal (EN)	5	Dolomítica (CD)	PVA-EN-5CD
Argissolo (PVA)	Energia modificada (EM)	3	Calcítica (CC)	PVA-EM-3CC
Argissolo (PVA)	Energia modificada (EM)	3	Dolomítica (CD)	PVA-EM-3CD
Argissolo (PVA)	Energia modificada (EM)	5	Calcítica (CC)	PVA-EM-5CC
Argissolo (PVA)	Energia modificada (EM)	5	Dolomítica (CD)	PVA-EM-5CD
Luvissole (TX)	Energia normal (EN)	3	Calcítica (CC)	TX-EN-3CC
Luvissole (TX)	Energia normal (EN)	3	Dolomítica (CD)	TX-EN-3CD
Luvissole (TX)	Energia normal (EN)	5	Calcítica (CC)	TX-EN-5CC
Luvissole (TX)	Energia normal (EN)	5	Dolomítica (CD)	TX-EN-5CD
Latossolo (LV)	Energia modificada (EM)	3	Calcítica (CC)	LV-EM-3CC
Latossolo (LV)	Energia modificada (EM)	3	Dolomítica (CD)	LV-EM-3CD
Latossolo (LV)	Energia modificada (EM)	5	Calcítica (CC)	LV-EM-5CC
Latossolo (LV)	Energia modificada (EM)	5	Dolomítica (CD)	LV-EM-5CD

#### 4.3.2 Parâmetros de compactação

Os resultados gráficos obtidos no ensaio de compactação do Argissolo estão apresentados na Figura 4.6. Nela constam os dados do Argissolo compactado nas energias normal e modificada, bem como das misturas do solo com adição de cal calcítica e dolomítica. Ressalta-se que os ensaios de compactação na energia modificada foram realizados em conjunto com o trabalho de Buffon Junior (2018). Os parâmetros de compactação, representados pela massa específica aparente seca máxima ( $\rho_{dm\acute{a}x}$ ) e pelo teor de umidade ótimo ( $\omega_{ót}$ ) encontram-se na Tabela 4.10.

Tabela 4.10: Parâmetros de compactação das misturas do Argissolo, com e sem cal, compactadas nas energias normal e modificada

Identificação	$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\omega_{ót}$ (%)
PVA-EN	1,660	18,9
PVA-EN-3CD	1,598	21,8
PVA-EN-5CD	1,593	20,8
PVA-EN-3CC	1,579	21,2
PVA-EN-5CC	1,571	22,0
PVA-EM	1,894	9,6
PVA-EM-3CD	1,882	13,4
PVA-EM-5CD	1,857	13,4
PVA-EM-3CC	1,860	13,2
PVA-EM-5CC	1,840	13,5

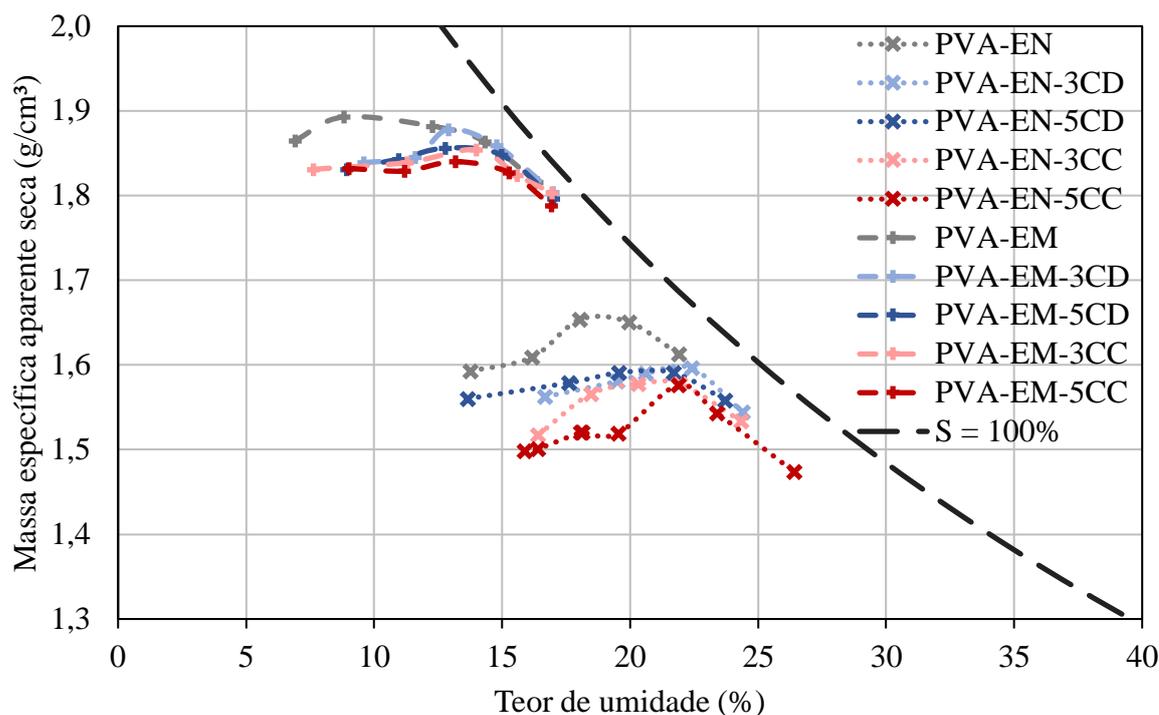


Figura 4.6: Curvas de compactação das misturas do Argissolo, com e sem cal, compactadas nas energias normal e modificada

Com base nos resultados apresentados na Figura 4.6 e na Tabela 4.10, verificou-se uma redução na massa específica aparente seca máxima ( $\rho_{dm\acute{a}x}$ ) e um aumento no teor de umidade ótimo ( $\omega_{\acute{o}t}$ ) ao compactar as misturas de solo e cal em ambas as energias. Observa-se que entre as misturas com cal os teores de umidade ficaram bastante próximos, principalmente para as amostras compactadas na energia modificada (entre 13,2 e 13,5%). Quanto à variação na massa específica aparente seca máxima, uma maior redução é observada nas misturas com cal calcítica, comportamento que pode ser atribuído à maior massa unitária da cal dolomítica, previamente apresentada na Tabela 4.8. Além disso, uma pequena variação foi verificada entre os teores de cal empregados, sendo que o aumento do teor de cal levou a uma redução na massa específica aparente seca máxima, comportamento previamente reportado por Bell (1996) e pela *Transportation Research Board* (1987).

As curvas de compactação do Luvisso solo com e sem cal são apresentadas na Figura 4.7, enquanto que os parâmetros de compactação obtidos para essas misturas constam na Tabela 4.11.

As mesmas constatações observadas ao adicionar cal ao Argissolo podem ser feitas quando da adição de cal ao Luvisso solo. A massa específica aparente seca máxima reduziu com relação ao solo natural, sendo que a cal calcítica proporcionou valores mais baixos do que a cal dolomítica. Também houve aumento no teor de umidade ótimo, porém os aumentos não foram tão expressivos. Os maiores teores de umidade foram observados com 3% de cal, independentemente do tipo de cal utilizado. Ao acrescentar 5% de cal, o teor de umidade variou

pouco com relação à umidade do solo natural. Comparando com o Argissolo, percebe-se que as variações nos parâmetros de compactação do Luvisolo são menos expressivas.

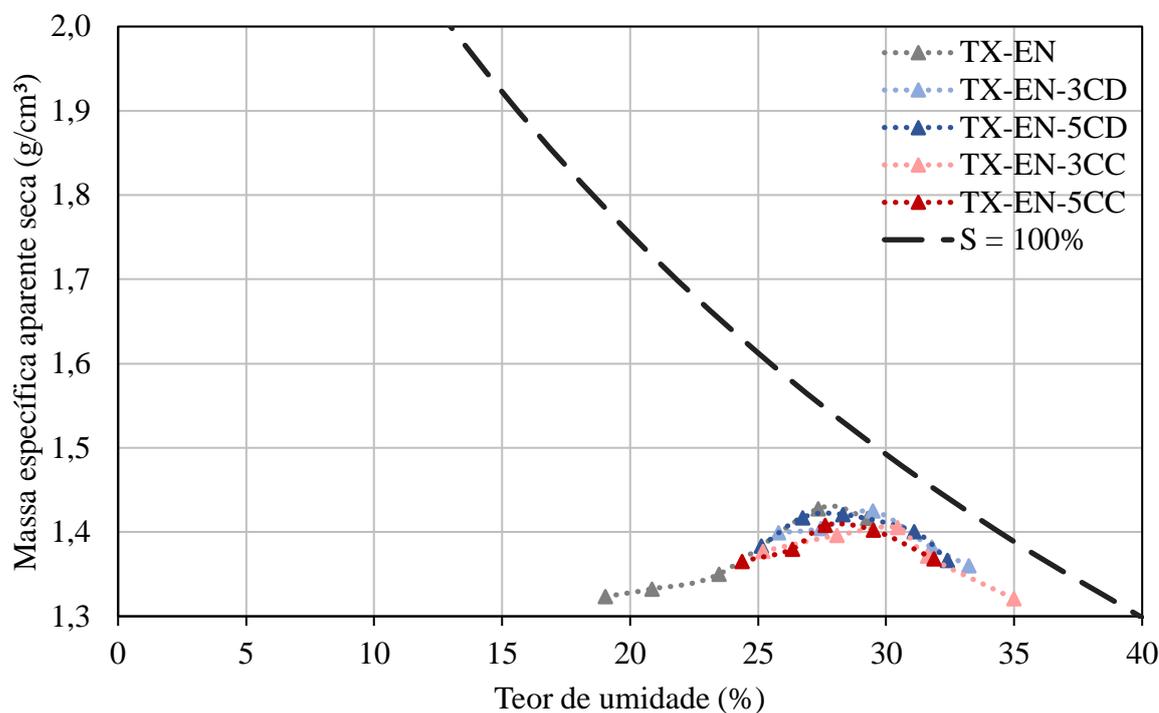


Figura 4.7: Curvas de compactação das misturas do Luvisolo, com e sem cal, compactadas na energia normal

Tabela 4.11: Parâmetros de compactação das misturas do Luvisolo, com e sem cal, compactadas na energia normal

Identificação	$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\omega_{\acute{o}t}$ (%)
TX-EN	1,435	28,0
TX-EN-3CD	1,425	29,5
TX-EN-5CD	1,421	28,3
TX-EN-3CC	1,418	29,2
TX-EN-5CC	1,414	28,4

Os resultados dos ensaios de compactação realizados com o Latossolo são apresentados graficamente na Figura 4.8. Na Tabela 4.12 podem ser observados os parâmetros de compactação obtidos.

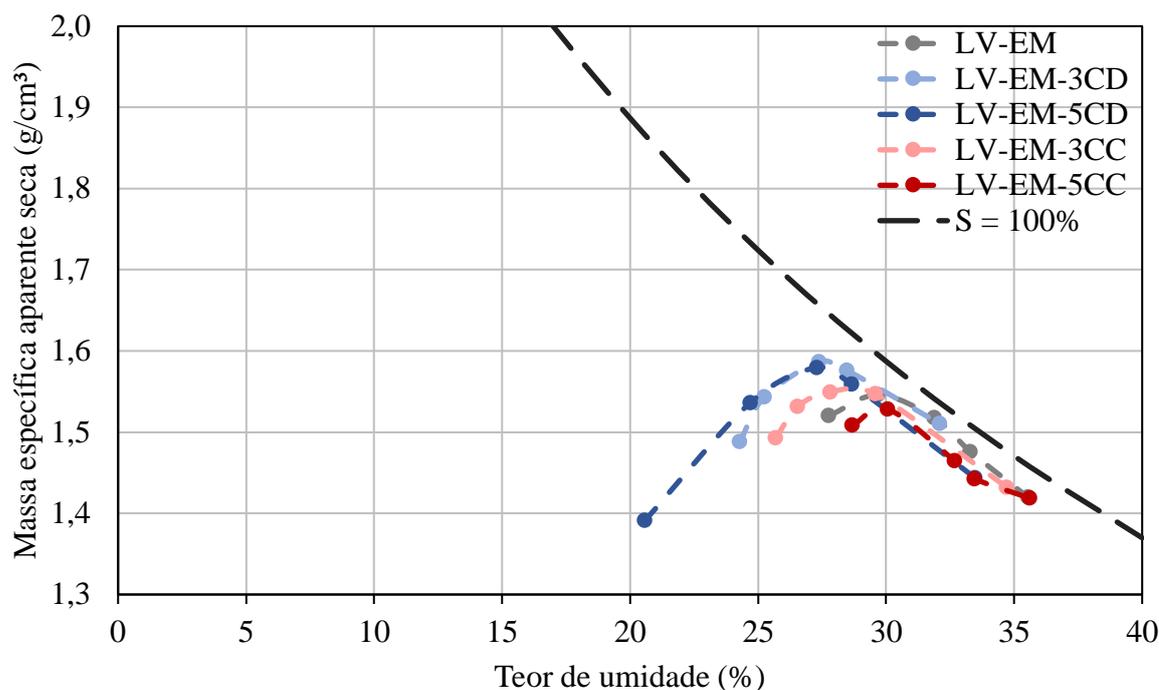


Figura 4.8: Curvas de compactação das misturas do Latossolo, com e sem cal, compactadas na energia modificada

Tabela 4.12: Parâmetros de compactação das misturas do Latossolo, com e sem cal, compactadas na energia modificada

Identificação	$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\omega_{\acute{o}t}$ (%)
LV-EM	1,546	29,7
LV-EM-3CD	1,586	27,4
LV-EM-5CD	1,580	27,0
LV-EM-3CC	1,555	28,4
LV-EM-5CC	1,529	29,8

Os resultados de compactação do Latossolo apresentados na Figura 4.8 e na Tabela 4.12 não mostraram comportamento típico de redução da massa específica aparente seca máxima e aumento no teor de umidade, com exceção da mistura com 5% de cal calcítica. Ao adicionar cal dolomítica, foram observados valores maiores de massa específica aparente seca máxima e menores teores de umidade ótima. Da mesma forma, também foi observado com 3% de cal calcítica, porém com menor variação para o Latossolo natural.

Cabe ressaltar que o Latossolo se trata de um solo laterítico, que tem características específicas. Neves (1989) ao estudar diferentes solos lateríticos provenientes da região Norte e Nordeste do Brasil, verificou que para alguns dos solos de estudo, ao adicionar cal, ocorreu um aumento na massa específica aparente seca máxima e uma redução no teor de umidade ótimo, como observado para as misturas LV-EM-3CD, LV-EM-5CD e LV-EM-3CC.

Ao retomar os resultados obtidos pelo método do pH apresentados na Figura 4.4 (c), observa-se que há uma tendência à estabilização do pH a partir de 4% de cal calcítica e de 7% de cal dolomítica, o que pode justificar os resultados obtidos nos ensaios de compactação. Dessa forma, provavelmente não ocorreram muitas reações primárias (floculação e aglomeração) entre o Latossolo e a cal nessa uma hora entre a mistura e a compactação. Tais reações são responsáveis pela formação das agregações, que tendem a resistir aos esforços proporcionados pela compactação, o que faz com que reduza a massa específica aparente seca máxima, como observado quando da adição de cal ao Argissolo e ao Luvisolo deste estudo. Essas agregações apresentam grandes quantidades de vazios, fazendo com que a água adicionada fique acumulada dentro deles. Como abordado por Sivapullaiah et al. (1998), isso explica o formato mais achatado das curvas de compactação, que foi observado na maioria das curvas de compactação com adição de cal, que é indicativo de que a massa específica aparente não é muito influenciada pela umidade de compactação.

Outra característica que foi observada nas curvas de compactação realizadas está relacionada ao que ocorre no ramo seco e úmido das mesmas. No ramo seco, percebe-se que há uma certa dispersão entre as curvas de compactação. O que acontece é que os solos e misturas solo-cal estudadas absorvem umidade de acordo com suas capacidades, de modo que se o teor de umidade for insuficiente, a água não vai preencher os interstícios, acarretando em diferentes valores de massa específica. Ao elevar o teor de umidade, a saturação aumenta com o preenchimento dos vazios e as curvas tendem a se agrupar logo após o teor de umidade ótimo, onde se inicia o processo de exsudação.

## 4.4 ENSAIOS DE CARREGAMENTO ESTÁTICO

Na sequência são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples, durabilidade, resistência à tração por compressão diametral e resistência à tração na flexão. Para uma melhor organização dos resultados, os mesmos são divididos conforme o solo de estudo.

### 4.4.1 Resistência à compressão simples

#### 4.4.1.1 Comportamento do Argissolo

Na Figura 4.9 constam os resultados de resistência à compressão simples para corpos de prova do Argissolo puro e com a adição de 3 e 5% de cal dolomítica e calcítica compactados na energia normal. Esses estão apresentados considerando o tempo de cura, de modo que os resultados para o período de 365 dias correspondem à média de dois corpos de prova, sendo que para os demais tempos (7, 28 e 90 dias) os valores representam a média de três corpos de prova. A variabilidade dos dados pode ser identificada pelo desvio padrão. Além disso, julgou-se adequado incluir uma linha correspondente ao critério de Thompson, em que representa a resistência do solo natural somado de 0,35 MPa. Cabe salientar que se optou por apresentar os valores de RCS juntamente com os obtidos para as outras misturas, que constam na Tabela 4.13.

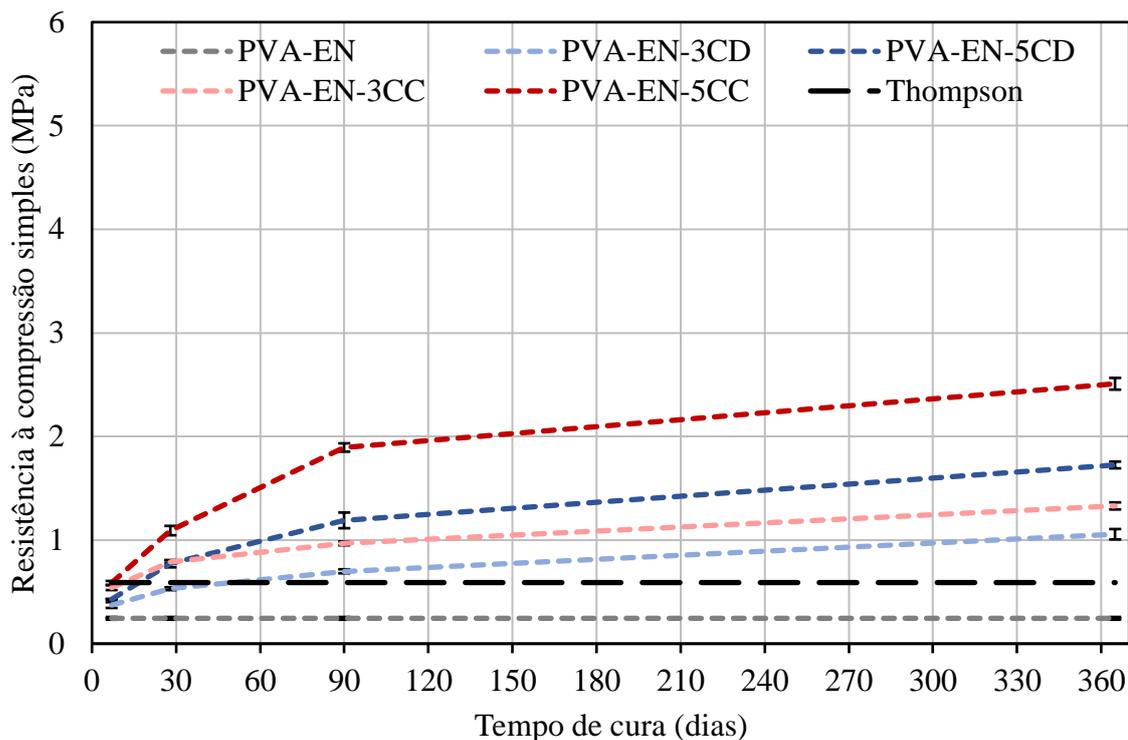


Figura 4.9: Resultados de resistência à compressão simples de amostras do Argissolo, com e sem cal, compactadas na energia normal e curadas por 7, 28, 90 e 365 dias

Os resultados da Figura 4.9 demonstram que a adição de cal aumentou a resistência do Argissolo. Esse aumento de resistência foi verificado para os dois teores de cal, sendo maior para 5%, em comparação com 3%, e para os dois tipos de cal, observando-se maiores valores quando a cal calcítica é incorporada ao solo. Esse comportamento pode ser sustentado pelas características físicas (granulometria e massa unitária) e químicas (teor de CaO) das cales apresentadas no item 4.2, que na cal calcítica facilitaram as reações com o solo.

O tempo de cura também influenciou nos resultados, havendo crescimento da resistência com o aumento do mesmo. Observando-se as inclinações das retas entre os tempos de cura, é possível realizar algumas considerações acerca do aumento de resistência entre os diferentes períodos. As maiores inclinações são observadas entre os períodos de 7 e 28 dias de cura, e o maior ganho é alcançado com 5% de cal calcítica. É possível visualizar diferenças consideráveis entre as resistências de 28 e 90 dias, principalmente para as amostras compactadas com 5% de cal. Ainda, se verifica que a resistência permanece crescendo depois de 90 dias, o que indica que as reações cimentantes continuam ocorrendo, alcançando valores bastante elevados depois de um ano de cura.

Confrontando-se esses resultados com aqueles apresentados no item 2.5.1, observa-se que a adição de cal calcítica nos teores de 3 e 5% e de cal dolomítica no teor de 5% foram satisfatórios quanto ao critério apresentado por Thompson (1966a), que consiste no ganho de no mínimo 0,35 MPa de resistência aos 28 dias de cura. Dessa forma, é correto afirmar que o solo é reativo à cal nesses casos. Como a adição de 3% de cal dolomítica, o solo tratado com cal não atendeu

ao critério de Thompson, considerando-se que nessa situação o solo está sendo melhorado, e não estabilizado, pela adição da cal. Como observado recentemente nos resultados do método do pH, as quatro misturas estudadas (3 e 5% de cal dolomítica e 3 e 5% de cal calcítica) alcançaram pH superior a 12,4, o que indica a suscetibilidade à estabilização. Dessa forma, esses dois critérios de dosagem (Thompson e Eades e Grim) divergiram para a cal dolomítica e coincidiram para a cal calcítica.

Foi realizada a regressão múltipla dos dados de resistência à compressão simples do Argissolo para verificar quais fatores controláveis são significativos e identificar possíveis interações entre eles. Tal análise resultou em um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de 98,6% e indicou que dentre os fatores controláveis o teor de cal e o tempo de cura são significativos individualmente. O tempo de cura também é significativo quando elevado ao quadrado, e como interação com os demais fatores (tipo e teor de cal). Além disso a interação entre o tipo e o teor de cal também é significativa. Como o tipo de cal é uma variável categórica, foi possível gerar dois modelos para previsão da RCS dessas misturas: (4.2) e (4.3).

$$\begin{aligned} \text{Cal calcítica RCS (MPa)} & & (4.2) \\ &= 0,1511 \times \% \text{ cal} + 0,006017 \times \text{cura (dias)} \\ &\quad - 0,000018 \times \text{cura (dias)} \times \text{cura (dias)} \\ &\quad + 0,001081 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cal dolomítica RCS (MPa)} & & (4.3) \\ &= 0,803 \times \% \text{ cal} + 0,005225 \times \text{cura (dias)} \\ &\quad - 0,000018 \times \text{cura (dias)} \times \text{cura (dias)} \\ &\quad + 0,001081 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)} \end{aligned}$$

É importante ressaltar que os modelos foram desenvolvidos para materiais e intervalos de variação específicos. Para melhor visualização dos resultados obtidos, são apresentadas no apêndice B, gráficos das médias ajustadas para os efeitos principais e para a interação entre eles, além de gráficos de contorno entre tempo de cura e teor de cal. Esses, por sua vez, podem auxiliar na previsão da RCS.

Os gráficos do apêndice B demonstram que há um crescimento linear de resistência entre 3 e 5% de cal. Quando da interação com o tempo de cura, maiores diferenças entre os teores empregados são observadas para 365 dias de cura. Esse comportamento está relacionado ao consumo da cal para o desenvolvimento das reações cimentantes. Ao relacionar o teor com o tipo de cal, verifica-se maiores resistências para a cal calcítica e também um maior ganho da mesma entre 3 e 5%. A interação entre a cura e o tipo de cal demonstra que ao incorporar a cal calcítica ao Argissolo são alcançadas maiores resistências independentemente do tempo de cura.

Na Figura 4.10 são apresentados os resultados de RCS das misturas de Argissolo e cal compactadas na energia modificada e curadas por 7, 28 e 90 dias. Os resultados correspondem à média de três corpos de prova, sendo identificado o desvio padrão de cada conjunto de amostras. Salienta-se que as amostras ensaiadas aos 7 dias de cura foram realizados em conjunto com o trabalho de Buffon Junior (2018). Optou-se por incluir os dados do solo puro para

facilitar a identificação das alterações que ocorreram quanto à resistência das amostras ao incorporar cal ao solo.

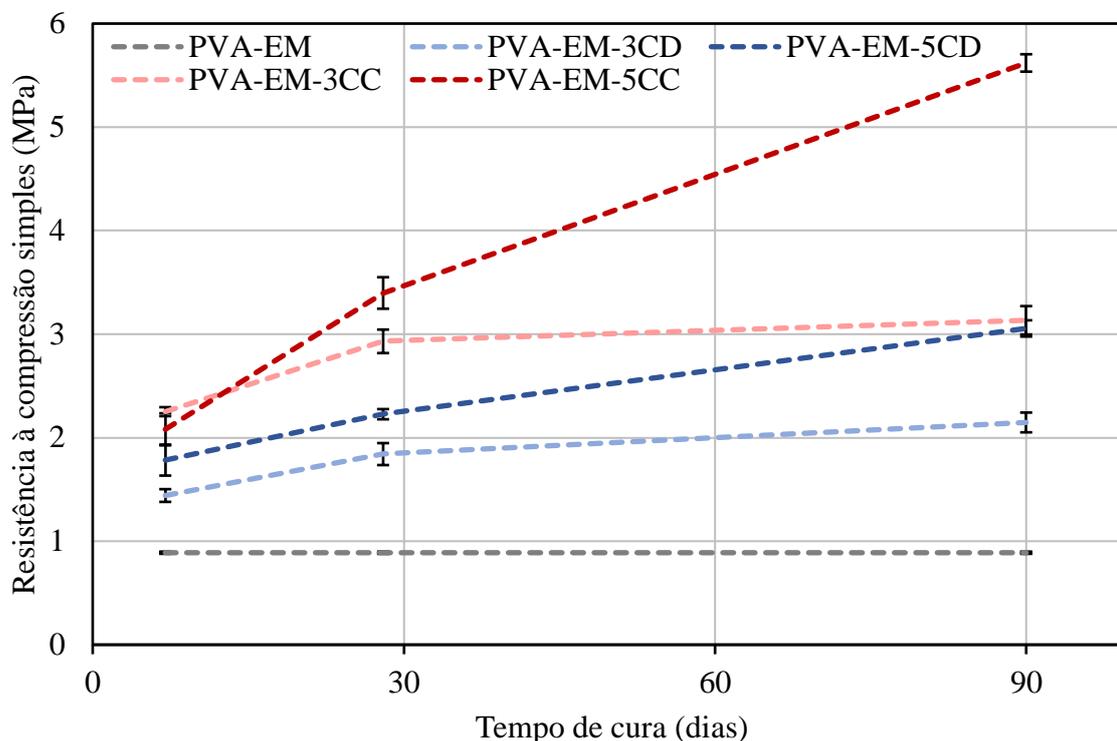


Figura 4.10: Resultados de resistência à compressão simples de amostras do Argissolo, com e sem cal, compactadas na energia modificada e curadas por 7, 28 e 90 dias

Observa-se na Figura 4.10 que o ganho de resistência é facilmente perceptível para todas as misturas estudadas. Além disso, as resistências alcançadas são bastante elevadas, chegando a 5,6 MPa quando se adiciona 5% de cal calcítica ao Argissolo e se cura por 90 dias. Aos 7 dias não se observa muita variação entre os resultados obtidos. Conforme aumenta o tempo de cura, é possível identificar uma mudança entre o comportamento das misturas estudadas.

A adição do teor de 3% de cal demonstrou que grande parte da cal é consumida até os 28 dias de cura, apresentando pequeno aumento de RCS entre 28 e 90 dias de cura. Para as misturas com 5% de cal, o desenvolvimento das reações cimentantes continua ocorrendo após 28 dias de cura, já que as misturas apresentam um ganho bastante expressivo de resistência, principalmente no caso da cal calcítica. Aos 90 dias de cura, pode-se dizer que os valores de RCS das misturas com 3% de cal calcítica e de 5% de cal dolomítica são estatisticamente iguais. Como não foram estudados tempos de cura superiores, não é possível prever o que vai ocorrer posteriormente aos 90 dias.

Para compreender o efeito dos fatores controláveis, foi realizada a análise de regressão das amostras de Argissolo com cal compactadas na energia modificada. A partir da mesma se chegou aos modelos (4.4) e (4.5), considerando a incorporação de cal calcítica e de cal dolomítica, respectivamente. O coeficiente de determinação obtido nessas análises foi de 94,8%.

$$\begin{aligned}
 \text{Cal calcítica RCS (MPa)} & & (4.4) \\
 &= 1,9769 - 0,000179 \times \text{cura (dias)} \times \text{cura (dias)} \\
 &+ 0,010705 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cal dolomítica RCS (MPa)} & & (4.5) \\
 &= 1,9769 - 0,000179 \times \text{cura (dias)} \times \text{cura (dias)} \\
 &+ 0,010705 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)} - 0,1622 \times \% \text{ cal} \\
 &- 0,01258 \times \text{cura (dias)}
 \end{aligned}$$

Com o intuito de compreender como os fatores controláveis (teor e tipo de cal e tempo de cura) interferiram nos resultados obtidos, no apêndice B são apresentados os gráficos das médias ajustadas para os efeitos principais e para as interações entre os fatores estudados. Também são incluídos os gráficos de contorno entre tempo de cura e teor de cal.

Ao analisar as interações, verifica-se que para o maior tempo de cura estudado (90 dias) há uma diferença significativa entre os teores de cal estudados (3 e 5%), contrário ao observado para 7 dias, quando o teor não é significativo. É possível perceber também que a diferença nos resultados de resistência entre 3 e 5% é um pouco maior quando se emprega a cal calcítica. O que acontece também com a cura, já que o ganho obtido com o emprego da cal calcítica ao longo dos períodos de cura é maior do que para a cal dolomítica.

Como o Argissolo foi estudado compactando-se nas duas energias, optou-se por realizar uma análise de regressão para estudar os efeitos controláveis, o que inclui a energia de compactação. Ressalta-se que para realizar essa análise os tempos de cura considerados foram de 7, 28 e 90 dias, já que não se tem resultados aos 365 dias de cura para amostras compactadas na energia modificada. O modelo é significativo, com  $R^2$  de 96,5%. Os gráficos de efeitos principais e interações são apresentados no apêndice B.

Dentre os efeitos principais e as interações estudadas, o fator controlável que mais exerce influência nos resultados de RCS é a energia de compactação. O ganho de resistência ao compactar com maior energia é notório. Considerando os parâmetros de compactação obtidos, percebeu-se um aumento médio de 17% dos valores de massa específica aparente seca máxima e uma redução bastante significativa nos teores de umidade ótimo (aproximadamente 38%) do emprego da energia modificada em relação à energia normal. Dessa forma, pode-se concluir que o efeito do aumento da massa específica é muito benéfico em termos de resistência. Essa densificação faz com que as partículas fiquem mais próximas umas das outras, gerando mais pontos de cimentação. Mesmo com teores de umidade relativamente baixos, essa proximidade das partículas auxilia no desenvolvimento das reações cimentantes. No caso da energia normal, é evidente que a cimentação também acontece, porém devido à maior quantidade de vazios, ela ocorre mais lentamente e com menor intensidade.

Ainda acerca da resistência à compressão simples do Argissolo, foi estudado o efeito da imersão dos corpos de provas anteriormente à realização dos ensaios de RCS. Dessa forma, foram moldadas outras amostras com 3 e 5% de cal calcítica e dolomítica nas energias normal e modificada e curadas por 7 e 28 dias. Passado o período da cura, as amostras foram submetidas à imersão em água pelo período de 4 horas. Após a imersão, secava-se a superfície dos corpos de prova e realizavam-se os ensaios de compressão.

A fim de compreender os efeitos da imersão, procurou-se relacionar os resultados obtidos com a imersão com aqueles já apresentados, isso é, sem que os corpos de prova passassem pelo processo de imersão. Na Figura 4.11 são apresentados os resultados de resistência à compressão simples para as amostras compactadas na energia normal e curadas por 7 e 28 dias.

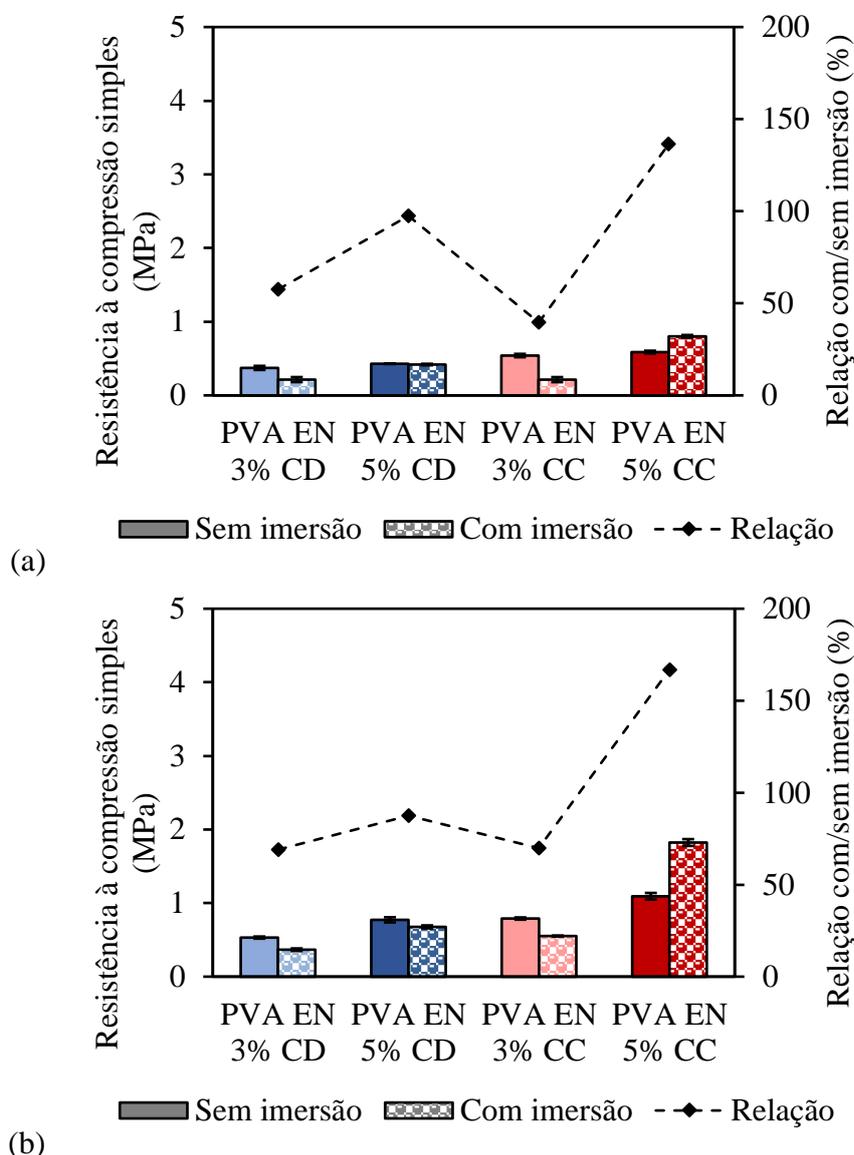


Figura 4.11: Resultados de resistência à compressão simples de amostras de Argissolo com cal, compactadas na energia normal, e curadas por 7 (a) e 28 (b) dias submetidas ou não à imersão anterior ao ensaio

Observando-se a Figura 4.11 é possível perceber a relação que o efeito da imersão possui com a mistura ensaiada. Verifica-se que nas misturas com baixo teor de cal (3%), a imersão provocou redução da resistência à compressão simples. Tal redução foi em torno de 40% para cal dolomítica aos 7 dias de cura e de 60% para aquela com cal calcítica. Nas misturas com 3% de cal curadas por 28 dias, as duas cales apresentaram comportamento similar, sendo que a redução da RCS devido à imersão ficou em torno de 30%. Na mistura com 5% de cal dolomítica e tempo de cura de 7 dias a imersão em água não causou variação da resistência, mas após 28

dias, ocorreu uma redução de 10%. Já na mistura com 5% de cal calcítica, observou-se o contrário, a imersão causou aumento da resistência. Esse aumento foi em torno de 40% aos 7 dias e de 70% aos 28 dias. Na Figura 4.12 são apresentados os resultados obtidos quando da compactação na energia modificada.

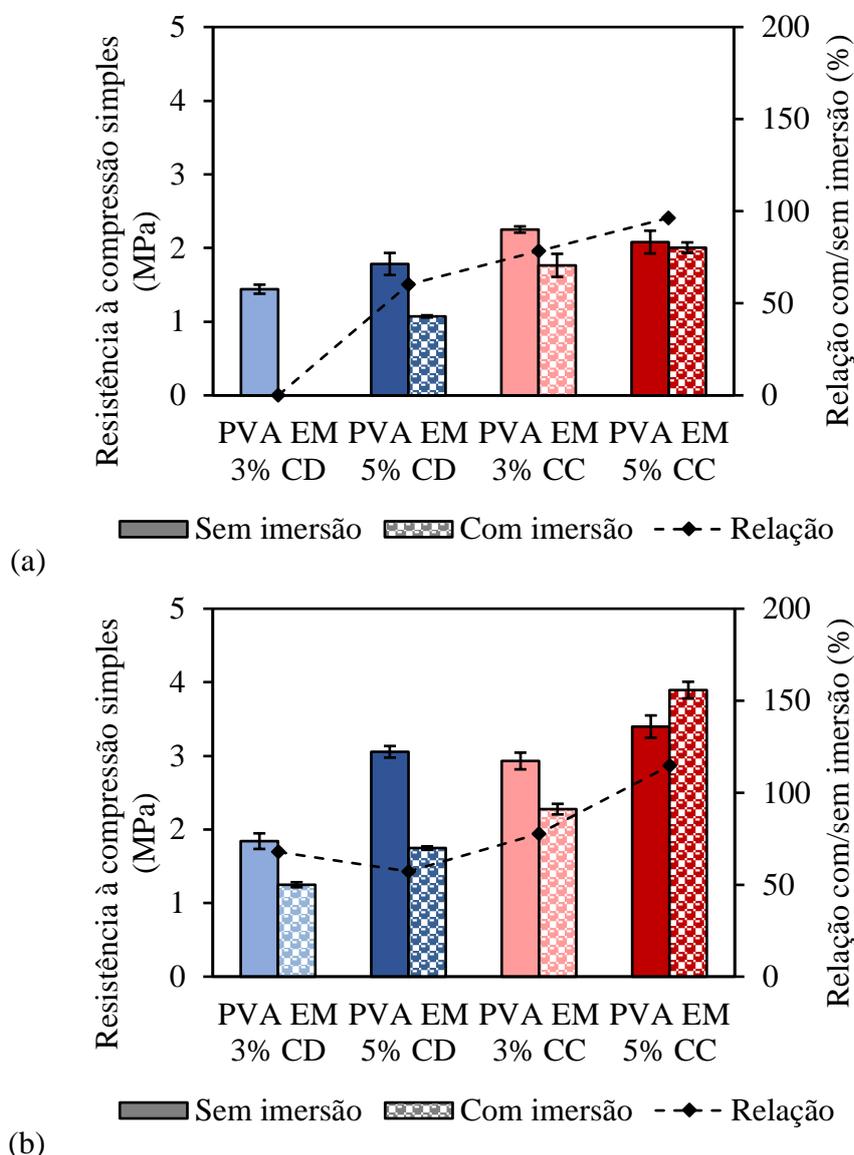


Figura 4.12: Resultados de resistência à compressão simples de amostras de Argissolo com cal, de amostras compactadas na energia modificada, e curadas por 7 (a) e 28 (b) dias submetidas ou não à imersão anterior ao ensaio

Ao compactar as amostras na energia modificada e submetê-las à imersão antes do ensaio, percebe-se que na maioria dos casos, com exceção das misturas com 5% de cal calcítica, há uma perda de resistência em relação à realização dos ensaios sem imersão. Essa perda variou entre 20 e 40%. Com 7 dias de cura, ao submeter as amostras moldadas com 3% de cal dolomítica em imersão, as mesmas se desintegraram rapidamente. Nesse caso, provavelmente grande parte das reações cimentantes ainda não havia ocorrido, fazendo com que o material se comportasse como um solo natural, sem cimentação entre as partículas. Considerando a mesma

mistura e cura de 28 dias, observa-se que houve uma redução de 30% em relação às amostras sem imersão, indicando que parte das reações ocorreram até esse período.

Para as amostras com 5% de cal calcítica, percebe-se que a imersão não tem efeito negativo na resistência das mesmas, já que com 7 dias de cura, as resistências com e sem imersão se equivaleram e com 28 dias de cura, verificou-se um pequeno aumento da resistência quando da imersão das amostras antes do ensaio. Tal acréscimo de resistência já tinha sido observado para as amostras com 5% de cal calcítica moldadas na energia normal, sendo o maior ganho obtido para a energia normal com 28 dias de cura. O efeito positivo da imersão também foi relatado por Al-Kiki et al. (2011) para exposição à água por até 5 dias, de modo que os autores relacionaram tal aumento com a possibilidade de maior hidratação da cal e do desenvolvimento de mais reações entre o solo e a cal, gerando mais produtos cimentantes. Após esse período, os autores verificaram que há uma redução na RCS com o aumento do tempo de imersão.

Os resultados observados para análise do efeito da imersão para o Argissolo da pesquisa demonstram que o efeito da imersão está relacionado com as diferentes características das misturas. Isso está de acordo com o que foi abordado por Little (1999), que relata que o efeito da imersão depende da intensidade de ocorrência de reações pozolânicas anterior ao início do período de imersão. A fim de verificar uma possível correlação entre as resistências obtidas com e sem imersão, optou-se por relacioná-las no gráfico da Figura 4.13.

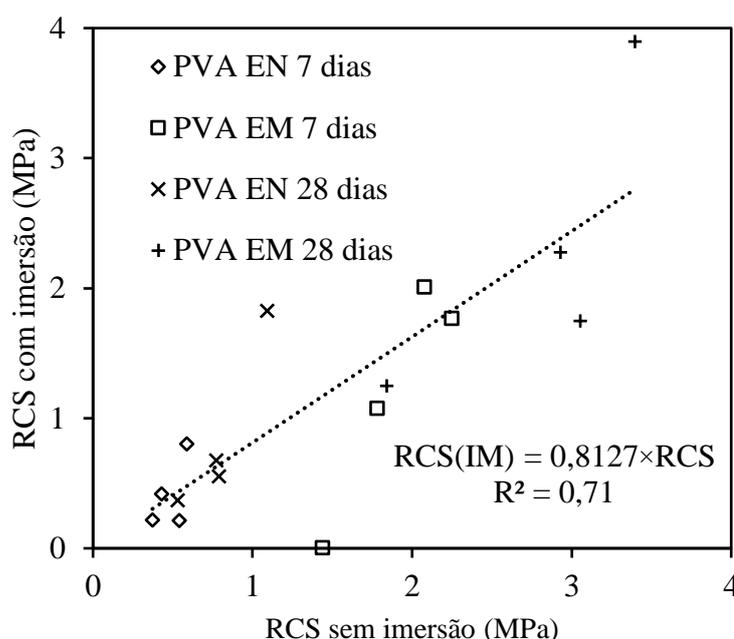


Figura 4.13: Relação entre a resistência à compressão simples das amostras de Argissolo e cal sem imersão e com imersão anterior ao ensaio

A fim de identificar uma relação simples e direta, optou-se pela utilização da linha de tendência linear com interseção na origem. Dessa forma, pela equação apresentada na Figura 4.13, observa-se que a relação entre a resistência das misturas solo-cal submetidas a imersão e àquelas

sem imersão ficaram em torno de 0,81, valor no intervalo observado por Thompson (1970) apud. Little (1999), que foi entre 0,7 e 0,85.

No gráfico é possível identificar os pontos que mais se afastaram da linha de tendência. Esses correspondem às amostras com 5% de cal calcítica e 28 dias de cura compactadas em ambas as energias e a amostra com 3% de cal dolomítica compactada na energia modificada e curada por 7 dias, em que o corpo de prova não resistiu à imersão. Ao remover esses três pontos da relação, percebe-se um aumento do coeficiente de determinação de 0,71 para 0,88 e uma redução da relação entre as resistências para 0,73.

Outro ponto abordado por Little (1999) que vai ao encontro dos resultados observados, é que quando a imersão ocorre antes do desenvolvimento das reações pozolânicas, os efeitos podem ser muito mais prejudiciais, sendo que a perda de resistência pode chegar a 40%. Para grande parte das amostras estudadas, a redução de RCS ficou entre 10 e 40%.

Ao realizar a análise da imersão, inclui-se mais um fator controlável nas análises. Dessa forma, optou-se por realizar uma análise estatística dos resultados obtidos, o que inclui as 96 amostras analisadas. Como nesse caso todos os fatores controláveis (energia de compactação, teor de cal, tipo de cal, tempo de cura e imersão) apresentam dois níveis, a análise adotada foi a fatorial. Para verificar os efeitos dos fatores e das interações entre eles, na Figura 4.14 é apresentado o gráfico de Pareto dos efeitos padronizados.

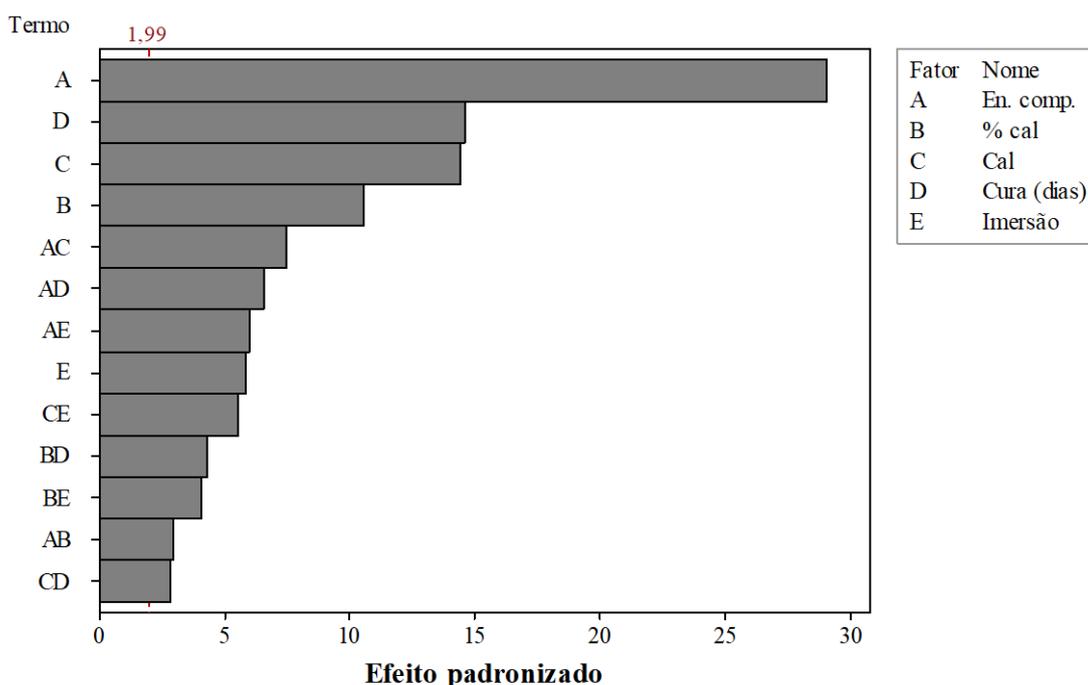


Figura 4.14: Gráfico de Pareto dos resultados de resistência à compressão simples das amostras de Argissolo e cal, considerando o efeito da imersão

Na Figura 4.14 é possível observar todos os efeitos e interações que são significativos na análise de resistência à compressão simples, pois apresentam efeito padronizado superior a 1,99, conforme identificado no gráfico. Ressalta-se que se optou por limitar as interações entre dois

fatores. De acordo com as análises realizadas anteriormente, verifica-se novamente a grande influência da energia de compactação. Depois desse fator, observa-se que o tempo de cura e o tipo de cal apresentam efeitos significativos, com influência bastante parecida. Após, aparece o teor de cal, sendo que a influência da imersão é a menor entre os fatores estudados. Essa é menos representativa do que muitas interações que incluem a energia de compactação.

#### 4.4.1.2 Comportamento do Luvissole

Os resultados de resistência das amostras de Luvissole puro, assim como das misturas de solo e cal, compactadas na energia normal e curadas por 7, 28, 90 e 365 dias são apresentados na Figura 4.15. Também consta no gráfico a linha representativa do critério de Thompson. Ressalta-se que os valores de RCS são apresentados em conjunto com os demais solos na Tabela 4.13.

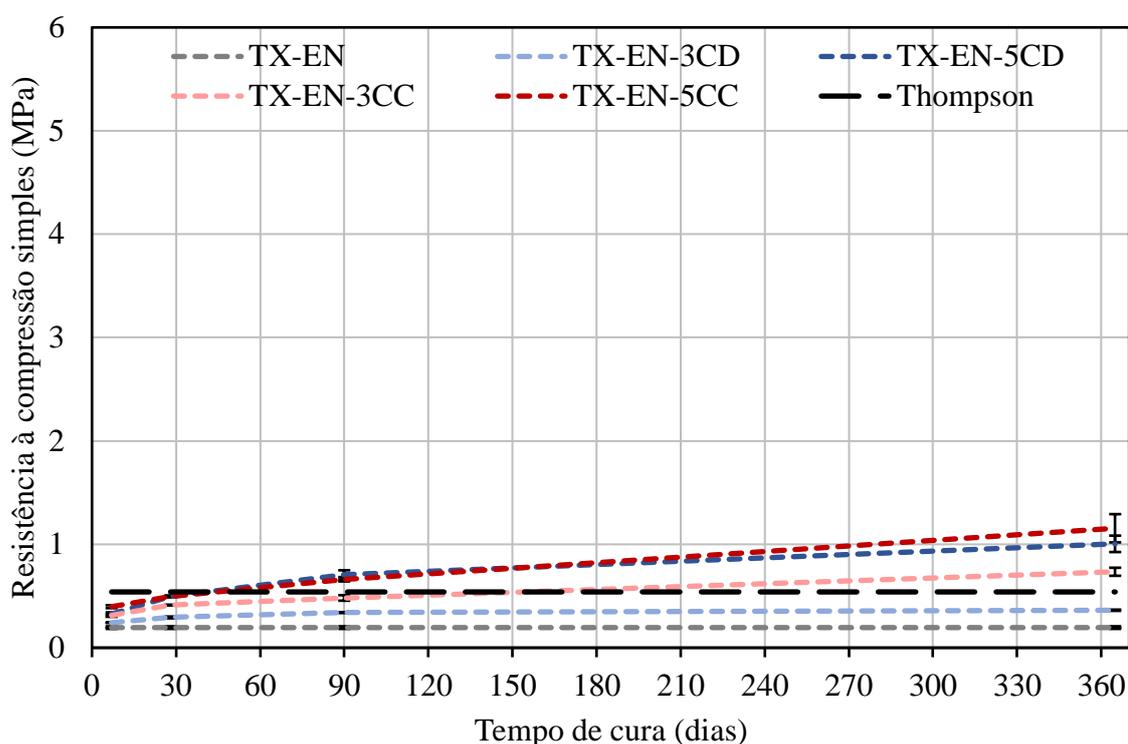


Figura 4.15: Resultados de resistência à compressão simples de amostras de Luvissole, com e sem cal, compactadas na energia normal e curadas por 7, 28, 90 e 365 dias

Na Figura 4.15 identifica-se a evolução da RCS das misturas de Luvissole e cal em função do tempo de cura. Observa-se que as misturas vão adquirindo resistência ao longo dos períodos de cura, de modo que a maior taxa de crescimento é observada entre 7 e 28 dias. Com exceção da mistura com 3% de cal dolomítica, observa-se que as reações cimentantes continuam ocorrendo depois de 90 dias, o que reflete nas resistências obtidas com 365 dias de cura.

Com relação ao Método de Thompson, percebe-se que para os teores e cales empregadas o Luvissole não é passível de estabilização. Dessa forma, se considera que ele está sendo

melhorado pela cal. Tal resultado é condizente com as resistências obtidas, que são bastante inferiores àquelas alcançadas com o Argissolo nas mesmas condições.

Lembra-se que pelos resultados de dosagem, a adição de 3% de cal dolomítica não proporcionou o pH de 12,4; todavia percebeu-se uma redução bastante significativa do IP com 2% de cal calcítica e dolomítica. Ou seja, porcentagens baixas de cal (2 e 3%) são suficientes para o melhoramento do solo, porém não asseguram aumento significativo de resistência.

Para identificar se os fatores controláveis estudados são significativos foi realizada a regressão múltipla dos dados. Os modelos (4.6) e (4.7) permitem estimar a resistência das misturas de Luvisolo com cal calcítica e com cal dolomítica, respectivamente. O  $R^2$  dos modelos é igual a 96,4%.

$$\begin{aligned} \text{Cal calcítica RCS (MPa)} & & (4.6) \\ &= 0,2338 - 0,0257 \times \% \text{ cal} + 0,000971 \times \text{cura (dias)} \\ &\quad - 0,000005 \times \text{cura (dias)} \times \text{cura (dias)} \\ &\quad + 0,000598 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cal dolomítica RCS (MPa)} & & (4.7) \\ &= -0,0523 + 0,0874 \times \% \text{ cal} + 0,000401 \times \text{cura (dias)} \\ &\quad - 0,000005 \times \text{cura (dias)} \times \text{cura (dias)} \\ &\quad + 0,000598 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)} \end{aligned}$$

Verificou-se que todos os fatores controláveis são significativos individualmente e também nas interações com demais fatores. Para melhor visualização dos resultados, no apêndice B são apresentados os gráficos considerando as médias ajustadas dos resultados obtidos, assim como o gráfico de contorno entre tempo de cura e teor de cal.

Ao analisar as interações entre os fatores controláveis de estudo, observa-se que, de forma semelhante ao observado nas misturas com Argissolo, o efeito do teor de cal é mais perceptível para tempos de cura maiores. Além disso, percebe-se que o efeito do tipo de cal é mais significativo quando do emprego de 3% de cal. Para 5% de cal as resistências não variam tanto em função do tipo de cal. Ao analisar a interação entre o tempo de cura e a cal empregada é possível identificar um aumento mais significativo de resistência com o tempo de cura para as misturas com cal calcítica.

#### 4.4.1.3 Comportamento do Latossolo

Na Figura 4.16 são apresentados os resultados de RCS obtidos para o Latossolo puro e também as médias obtidas para misturas com cal, compactadas na energia modificada. Para identificar a variabilidade dos dados considerados, também consta o desvio padrão. É importante destacar que na Tabela 4.13 são apresentados os valores de RCS obtidos.

Na Figura 4.16 fica evidente que a cal proporcionou aumentos significativos de resistência ao Latossolo. Porém, diferentemente dos resultados já analisados, a influência dos fatores controláveis não é tão nítida. Observa-se que as resistências obtidas com 3% de cal são similares, não sendo perceptível o efeito do tipo de cal nesse caso. Para 5% de cal, observa-se

que a cal calcítica gera maiores resistências para os menores tempos de cura (7 e 28 dias) do que a cal dolomítica. Aos 90 dias de cura, as duas cales resultam na mesma resistência.

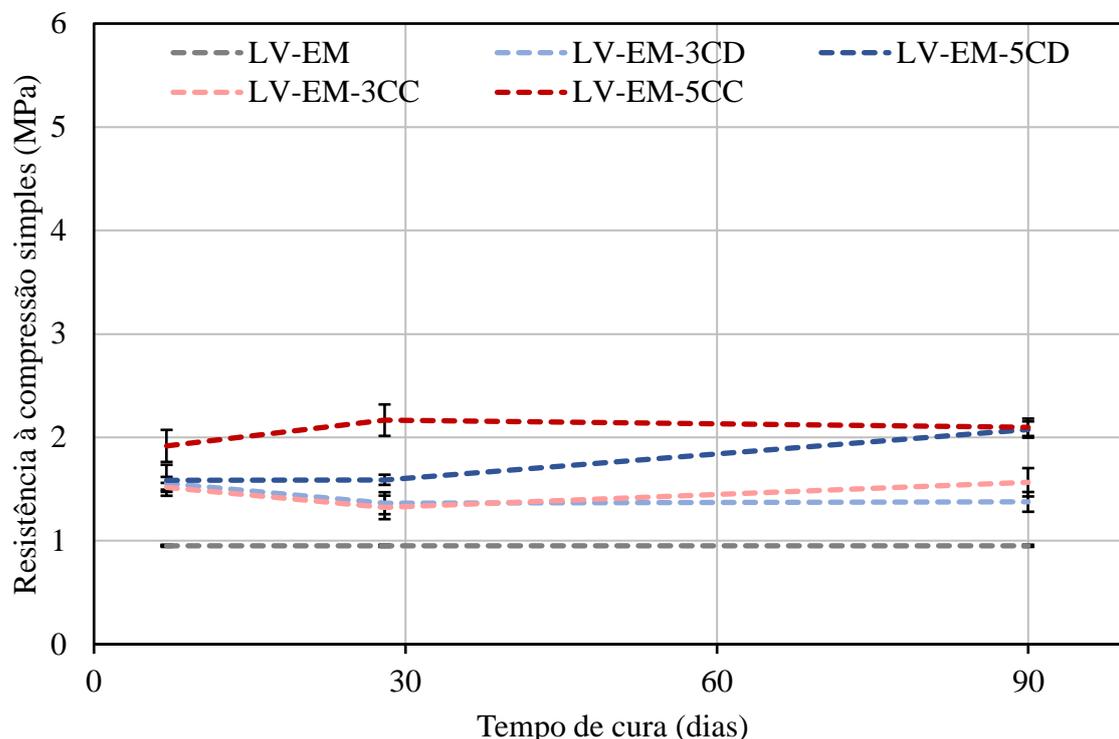


Figura 4.16: Resultados de resistência à compressão simples de amostras de Latossolo, com e sem cal, compactadas na energia modificada e curadas por 7, 28 e 90 dias

Entre 7 e 28 dias observam-se resultados atípicos, pois apenas na mistura com 5% de cal calcítica verifica-se aumento da RCS. Na mistura com 5% de cal dolomítica a resistência manteve-se igual e para as misturas com 3% de cal (independentemente se calcítica ou dolomítica) houve uma queda na resistência. Entre 28 e 90 dias, nas misturas com 3% de cal dolomítica e com 5% de cal calcítica as resistências se mantiveram constantes. Um aumento foi observado para 3% de cal calcítica e 5% de cal dolomítica.

A fim de compreender os resultados obtidos se fez a análise de regressão com os dados. Essas diferenças de comportamento levaram a um  $R^2$  de 74,6%, mais baixo do que os alcançados até então. Foram obtidos os modelos (4.8) e (4.9) que permitem estimar a RCS de misturas de Latossolo e cal calcítica e dolomítica, respectivamente.

$$\begin{aligned} \text{Cal calcítica RCS (MPa)} & & (4.8) \\ &= 1,053 - 0,1582 \times \% \text{ cal} - 0,00609 \times \text{cura (dias)} \\ &+ 0,002037 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cal dolomítica RCS (MPa)} & & (4.9) \\ &= 1,053 - 0,1092 \times \% \text{ cal} - 0,00609 \times \text{cura (dias)} \\ &+ 0,002037 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)} \end{aligned}$$

Para melhor compreensão da influência dos fatores controláveis, no apêndice B são apresentados gráficos das médias ajustadas para os efeitos principais e para as interações. Também é apresentado o gráfico de contorno entre tempo de cura e teor de cal.

A partir dos gráficos, observa-se que o teor de cal, considerado apenas como efeito principal, tem mais influência nos resultados de RCS do que o tempo de cura. Pela interação entre esses dois fatores, percebe-se que com 3% de cal independe o tempo de cura, diferentemente do que ocorre para 5%, onde há um aumento significativo de resistência com o aumento do tempo de cura, de 7 para 90 dias. Quando da interação entre o teor e o tipo de cal, se observa maiores resistências com cal calcítica do que dolomítica para os dois teores, sendo que a taxa de crescimento observada para cal calcítica é maior. A interação entre tempo de cura e tipo de cal não foi significativa.

#### 4.4.1.4 Síntese dos resultados de resistência à compressão simples

Para facilitar a visualização dos resultados obtidos para as diferentes misturas estudadas, os mesmos são apresentados na Tabela 4.13. Nela apresentam-se os valores médios para os diferentes tempos de cura. Lembra-se que a sigla PVA corresponde ao Argissolo, TX ao Luvissole e LV ao Latossolo. As energias de compactação estão identificadas por EN, quando da energia normal e EM, quando foi empregada a energia modificada. Os teores de cal foram 3 e 5% e foram utilizadas a cal dolomítica (CD) e a cal calcítica (CC).

Tabela 4.13: Valores médios de RCS obtidos para as misturas de estudo

Mistura	RCS (MPa)			
	7 dias	28 dias	90 dias	365 dias
PVA-EN-3CD	0,37	0,53	0,70	1,06
PVA-EN-5CD	0,43	0,77	1,19	1,73
PVA-EN-3CC	0,54	0,79	0,97	1,33
PVA-EN-5CC	0,59	1,09	1,89	2,51
PVA-EM-3CD	1,44	1,84	2,15	-
PVA-EM-5CD	1,78	2,23	3,06	-
PVA-EM-3CC	2,25	2,93	3,13	-
PVA-EM-5CC	2,08	3,40	5,62	-
TX-EN-3CD	0,24	0,29	0,34	0,36
TX-EN-5CD	0,33	0,50	0,71	1,01
TX-EN-3CC	0,31	0,41	0,48	0,74
TX-EN-5CC	0,40	0,50	0,66	1,16
LV-EM-3CD	1,56	1,36	1,38	-
LV-EM-5CD	1,59	1,59	2,08	-
LV-EM-3CC	1,52	1,32	1,57	-
LV-EM-5CC	1,92	2,17	2,10	-

No item 2.5.2 foram expostas as resistências exigidas por algumas especificações para diferentes empregos da mistura solo-cal como camada de pavimento. Dessa forma, optou-se

por alinhar as especificações, gerando um valor específico para cada uma delas. Quando a resistência à compressão simples com 28 dias de cura for superior a 0,35 MPa, a mistura de solo e cal poderá ser empregada como camada de reforço. Caso sua resistência da mistura seja maior do que 0,7 MPa, ela também poderá ser utilizada na sub-base. Se a mistura apresentar resistência superior a 1 MPa, o emprego pode ser ampliado à camada de base. Os resultados dessas verificações são apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14: Resistências aos 28 dias de cura e possíveis aplicações das misturas estudadas

<b>Mistura</b>	<b>RCS<sub>28 dias</sub> (MPa)</b>	<b>Aplicação</b>
PVA-EN-3CD	0,53	Reforço
PVA-EN-5CD	0,77	Sub-base
PVA-EN-3CC	0,79	Sub-base
PVA-EN-5CC	1,09	Base
PVA-EM-3CD	1,84	Base
PVA-EM-5CD	2,23	Base
PVA-EM-3CC	2,93	Base
PVA-EM-5CC	3,40	Base
TX-EN-3CD	0,29	Sem aplicação
TX-EN-5CD	0,50	Reforço
TX-EN-3CC	0,41	Reforço
TX-EN-5CC	0,50	Reforço
LV-EM-3CD	1,36	Base
LV-EM-5CD	1,59	Base
LV-EM-3CC	1,32	Base
LV-EM-5CC	2,17	Base

Com base nos dados apresentados na Tabela 4.14, considerando os parâmetros de resistência abordados, percebe-se que a aplicação varia de acordo com os fatores controláveis de estudo (solo, tipo e teor de cal, energia de compactação). Para as amostras de Argissolo e Latossolo compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias, foram alcançadas resistências superiores a 1 MPa, independentemente do teor e tipo de cal, de modo que considerando apenas o critério de resistência, elas poderiam ser empregadas como base de pavimentos.

Ao analisar as resistências obtidas pelas amostras de Argissolo com cal e compactadas na energia normal, observa-se que houve bastante variabilidade dentre os intervalos de interesse, conforme o teor e o tipo de cal. Dessa forma, ao adicionar 3% de cal dolomítica, seu uso fica limitado como reforço do subleito. Ao elevar o teor para 5%, seu uso passa a ser permitido na sub-base também, assim como ao empregar 3% de cal calcítica. Quando da utilização de 5% de cal calcítica, observa-se que passa a ser possível seu emprego como base. Dessa forma, fica bastante evidente o efeito do teor e do tipo de cal para o Argissolo, considerando a análise baseada em critérios de resistência para emprego como camada do pavimento. Ainda, ressalta-se novamente a importância da escolha adequada da energia de compactação, já que a utilização

da energia modificada possibilita o uso do solo com cal (para os dois teores e duas cales de estudo) na camada de base.

Adicionando-se cal ao Luvissole e compactando as misturas na energia normal, observa-se uma limitação quanto do seu emprego como camada de pavimento. A adição de 3% de cal dolomítica não alcançou a resistência mínima para ser utilizado como reforço do subleito, de modo que inviabiliza seu uso. Ao elevar o teor de cal dolomítica para 5% ou utilizar cal calcítica nos teores de 3 ou 5%, percebe-se que seu emprego passa a ser permitido como reforço do subleito.

É importante ressaltar que as análises realizadas neste item se basearam apenas nos critérios de resistência à compressão simples adotados em especificações internacionais.

#### 4.4.2 Durabilidade

Como o método empregado para avaliação da durabilidade das misturas consiste na realização de ensaios de resistência à compressão simples de amostras submetidas ou não a ciclos de umedecimento e secagem, optou-se por apresentar a análise logo após os resultados de RCS. Ressalta-se que neste estudo, foi avaliada a durabilidade de misturas de Argissolo com cal compactadas na energia modificada.

##### 4.4.2.1 Comportamento do Argissolo

Os resultados de resistência das amostras submetidas aos ciclos de umedecimento e secagem e daquelas que permaneceram em cura úmida por todo o período são apresentados na Figura 4.17. A durabilidade representa o quociente entre essas resistências.

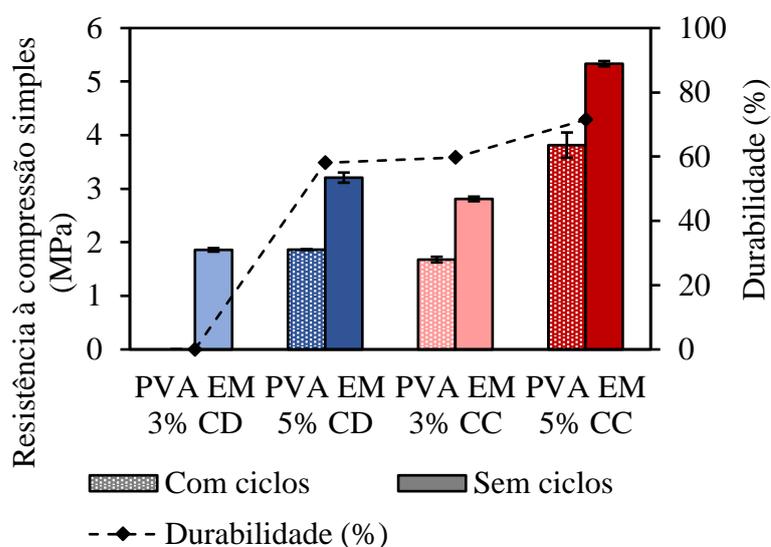


Figura 4.17: Resultados de durabilidade obtidos para as misturas de Argissolo com cal, compactadas na energia modificada

A resistência nula da mistura PVA-EM-3CD atesta que não foi possível realizar o ensaio com as amostras com 3% de cal dolomítica. Novamente, o que ocorreu foi que no momento em que

os corpos de prova passaram pelo primeiro ciclo de umedecimento, eles desagregaram, conforme pode-se observar na Figura 4.18.



Figura 4.18: Corpos de prova das misturas de Argissolo com 3% de cal dolomítica logo após o primeiro ciclo de umedecimento

Ao passar por esse primeiro ciclo de umedecimento, as amostras haviam curado por 14 dias em câmara úmida, sendo posteriormente submetidas a 24 horas de secagem ao ar. O que se pode concluir com esses resultados, somados aos do estudo da imersão, é que as reações cimentantes para essa mistura ocorrem entre 14 e 28 dias de cura. Isso demonstra que até 14 dias de cura as reações cimentantes não se desenvolveram o suficiente para superar a pressão de expansão. Dessa forma, percebe-se que existe uma limitação ao adicionar 3% de cal dolomítica ao Argissolo e compactá-lo na energia modificada. Cuidados devem ser tomados devido à sensibilidade quando do contato com a água, bem como sua forte relação com o tempo de cura.

As demais misturas analisadas alcançaram durabilidade entre 58 e 72%. Marcon (1977) recomenda que a durabilidade seja no mínimo de 80%. Porém, cabe destacar dois pontos bastante relevantes. O primeiro está relacionado ao procedimento adotado pelo autor, em que as amostras que não foram submetidas aos ciclos, ou seja, que ficaram curando em câmara úmida durante os 38 dias, foram imersas em água por 24 horas antes de realizar os ensaios de RCS. Como observado anteriormente, a imersão tem efeito na RCS das amostras, o que já inviabiliza o emprego do mesmo parâmetro. Outro ponto a ser destacado é relacionado às resistências alcançadas pelas misturas. Mesmo aquelas que passaram pelos ciclos, com exceção das amostras com 3% de cal dolomítica, obtiveram resistências superiores a 1,5 MPa, valor consideravelmente alto.

O estudo da durabilidade de misturas com esse Argissolo e os mesmos tipos e teores de cal desta pesquisa, compactadas na energia normal foi realizado por Castelli (2018). Para as misturas com cal dolomítica, a durabilidade foi de aproximadamente 50%, sendo que a menor resistência das amostras submetidas aos ciclos foi de 0,2 MPa. Para a cal calcítica ocorreu um aumento da durabilidade (em torno de 70%), e a menor resistência igual a 0,5 MPa. Relacionando os quocientes obtidos pela autora compactando as amostras na energia normal com os obtidos na energia modificada nesta tese, percebe-se certa similaridade entre os valores obtidos. Porém, existe uma grande discrepância entre os valores de resistência. Dessa forma,

acredita-se que apenas a determinação de um quociente mínimo não seja a melhor forma de avaliar a durabilidade. Como sugestão, pode-se utilizar como critério adicional uma resistência mínima que deve ser obtida posteriormente à submissão aos ciclos de umedecimento e secagem, de acordo com o emprego da mistura.

#### 4.4.3 Resistência à tração por compressão diametral

Na sequência são apresentados os resultados de resistência à tração por compressão diametral das misturas solo-cal estudadas. Nesse caso, foram priorizados os ensaios com as amostras compactadas na energia normal, portanto eles se limitam ao Argissolo e ao Luvisolo. Para essas análises, foi verificado o efeito do tipo e do teor de cal, bem como do tempo de cura (7, 28 e 90 dias). Para analisar o efeito da energia de compactação, as misturas com Argissolo também foram compactadas na energia modificada, com tempo de cura fixo de 28 dias.

##### 4.4.3.1 Comportamento do Argissolo

Os resultados de resistência à tração por compressão diametral das misturas com Argissolo compactadas na energia normal são apresentados na Figura 4.19. Os valores obtidos de RCD são apresentados na Tabela 4.15, juntamente com os obtidos na energia modificada e para as misturas de Luvisolo e cal.

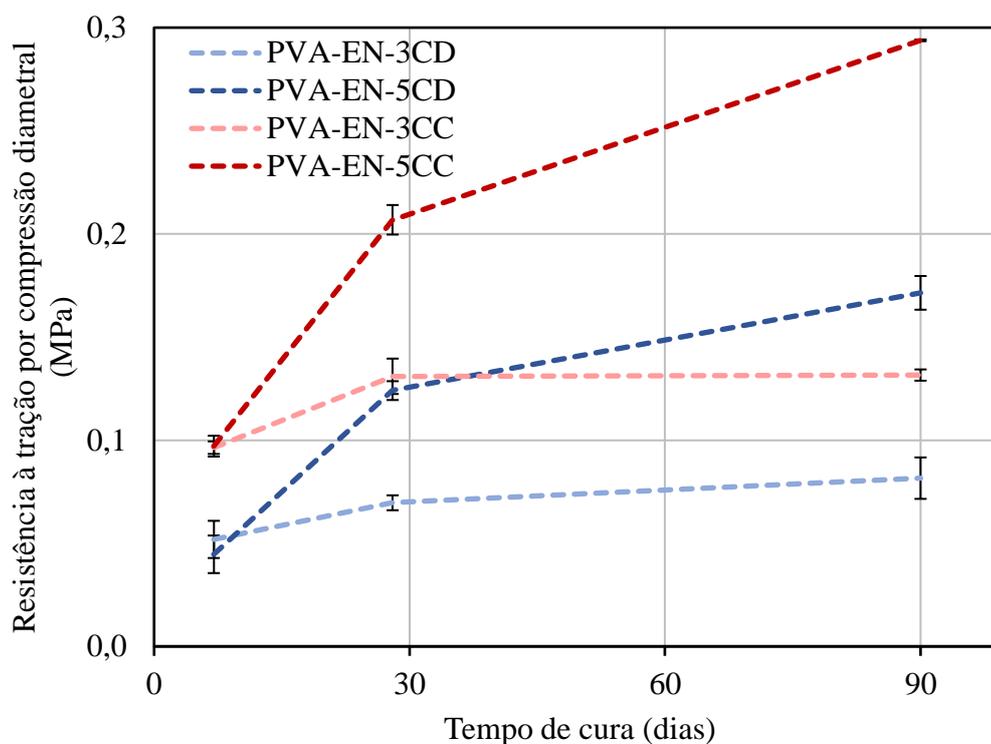


Figura 4.19: Resultados de resistência à tração por compressão diametral de amostras de Argissolo com cal, compactadas na energia normal e curadas por 7, 28 e 90 dias

Na Figura 4.19 observa-se que aos 7 dias de cura, as misturas com cal calcítica apresentaram maiores resistências à tração do que aquelas com cal dolomítica, não sendo possível identificar

o efeito do teor de cal para esse período. Com 28 dias de cura, verifica-se um aumento de resistência para todas as misturas, sendo que o aumento de resistência à tração é tanto maior quanto maior o teor de cal. Nesse caso, também se observa que as amostras com 5% de cal dolomítica e 3% de cal calcítica apresentaram valores bastante próximos de RCD. Ao elevar para 90 dias o período de cura, fica mais expressiva a dependência da RCD com relação ao teor de cal. Pelos resultados, identifica-se que as reações pozolânicas entre a cal e o solo continuaram ocorrendo para o teor de 5% de cal, já que é expressivo o aumento de resistência à tração nesses casos. Nas misturas com 3%, provavelmente grande parte da cal já havia sido consumida até os 28 dias de cura.

Para identificar os efeitos e as interações significativas, realizou-se uma análise de regressão múltipla. Com os modelos apresentados nas equações (4.10) e (4.11), é possível estimar a RCD, dentro dos intervalos considerados, ao empregar a cal calcítica e a dolomítica, respectivamente. Ressalta-se que o coeficiente de determinação obtido foi igual a 96,0%.

$$\begin{aligned} \text{Cal calcítica RCD (MPa)} & & (4.10) \\ & = 0,0399 + 0,00854 \times \% \text{ cal} + 0,001211 \times \text{cura (dias)} \\ & \quad - 0,000028 \times \text{cura (dias)} \times \text{cura (dias)} \\ & \quad + 0,000703 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cal dolomítica RCD (MPa)} & & (4.11) \\ & = 0,0399 - 0,00500 \times \% \text{ cal} + 0,000854 \times \text{cura (dias)} \\ & \quad - 0,000028 \times \text{cura (dias)} \times \text{cura (dias)} \\ & \quad + 0,000703 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)} \end{aligned}$$

Para uma melhor visualização dos resultados obtidos, são apresentados no apêndice C, gráficos com as médias ajustadas para os efeitos principais e para as interações entre eles. Também constam gráficos de contorno, que possibilitam a previsão da RCD para diferentes tempos de cura e teores de cal, desde que inseridos nos intervalos estudados.

Foi observada uma similaridade no comportamento dos resultados de RCD e de RCS. É perceptível o aumento de resistência que ocorre com o aumento do teor de cal, de 3 para 5%. A diferença está fortemente relacionada com o tempo de cura, confirmando as considerações realizadas anteriormente. Com o aumento do tempo de cura de 7 para 28 dias, percebe-se um aumento da RCD. Para tempos maiores de cura, é identificado um patamar na Figura 4.19 nas misturas com 3% de cal. Globalmente, é notável a diferença entre as resistências obtidas com as duas cales, sendo que a cal calcítica proporciona maiores valores de RCD.

Como os ensaios de RCD com amostras compactadas na energia modificada foram realizados apenas com 28 dias de cura, optou-se por apresentar os resultados juntamente com aqueles obtidos para o mesmo período empregando-se a energia normal. As médias das resistências à tração, bem como a relação entre as resistências, são apresentadas na Figura 4.20.

Observando-se os resultados da Figura 4.20, é evidente o ganho de resistência à tração por compressão diametral ao imprimir maior energia na compactação das amostras. Os aumentos na RCD foram mais perceptíveis para as amostras com 3% de cal, sendo superior a 130%. De modo que para aquelas com 5% de cal, o ganho proporcionado pelo aumento da energia de

compactação foi em torno de 70%. Novamente, se alcançaram melhores resultados com cal calcífica e com o teor mais elevado de cal, no caso 5%.

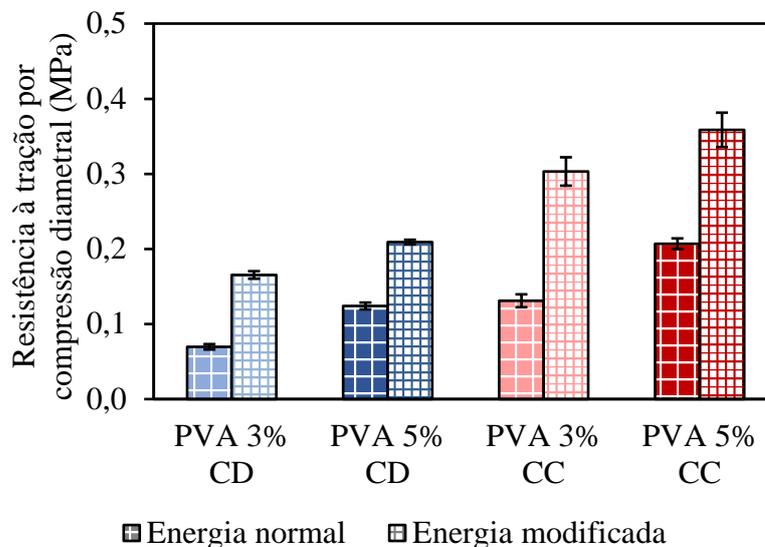


Figura 4.20: Resultados de resistência à tração por compressão diametral do Argissolo com cal com 28 dias de cura

Para melhor compreender os efeitos dos fatores controláveis e das interações entre eles, optou-se pela análise fatorial a dois níveis. Na Figura 4.21 é apresentado o gráfico de Pareto dos efeitos padronizados.

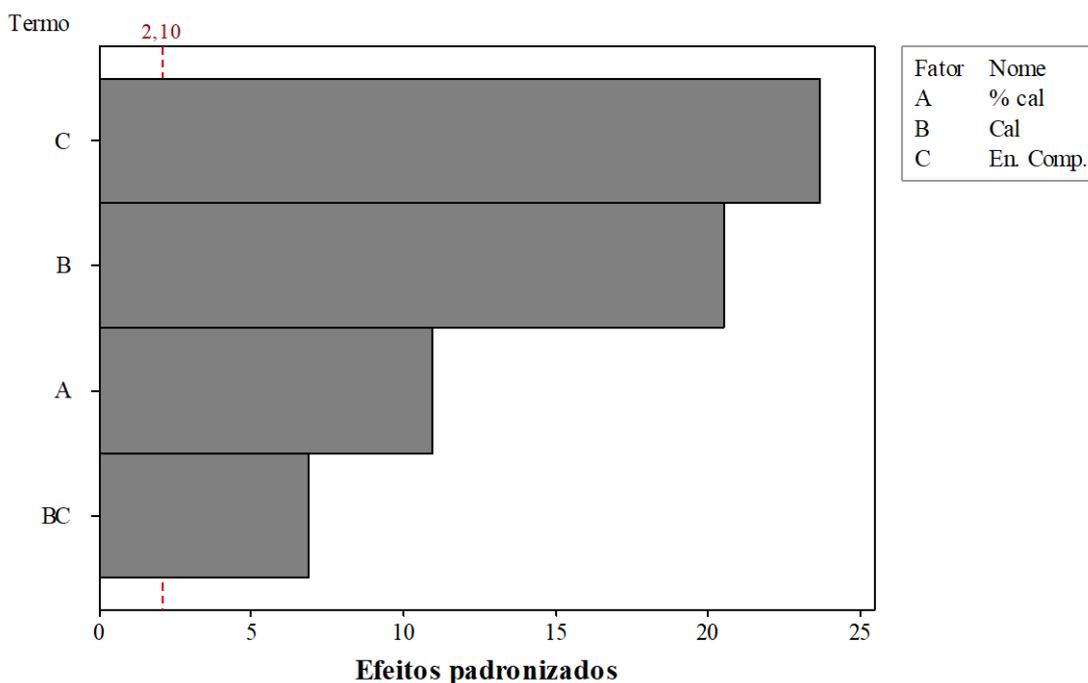


Figura 4.21: Gráfico de Pareto dos resultados de resistência à tração por compressão diametral das amostras de Argissolo e cal, considerando o efeito da energia de compactação

No gráfico de Pareto da Figura 4.21, observa-se que a energia de compactação é o fator controlável mais significativo dentre os estudados. Na sequência está o tipo de cal, que também apresenta significância elevada. Com menor efeito está o teor de cal, seguido pela interação entre o tipo de cal e a energia de compactação. Ressalta-se que as demais interações não foram significativas, com efeito padronizado inferior a 2,10, sendo os termos removidos das análises e por isso não aparecem no gráfico.

#### 4.4.3.2 Comportamento do Luvissole

Os resultados de resistência à tração por compressão diametral das misturas com Luvissole compactadas na energia normal são apresentados na Figura 4.22. Os valores de RCD são apresentados na Tabela 4.15, em conjunto com os resultados obtidos para as misturas de Argissolo e cal.

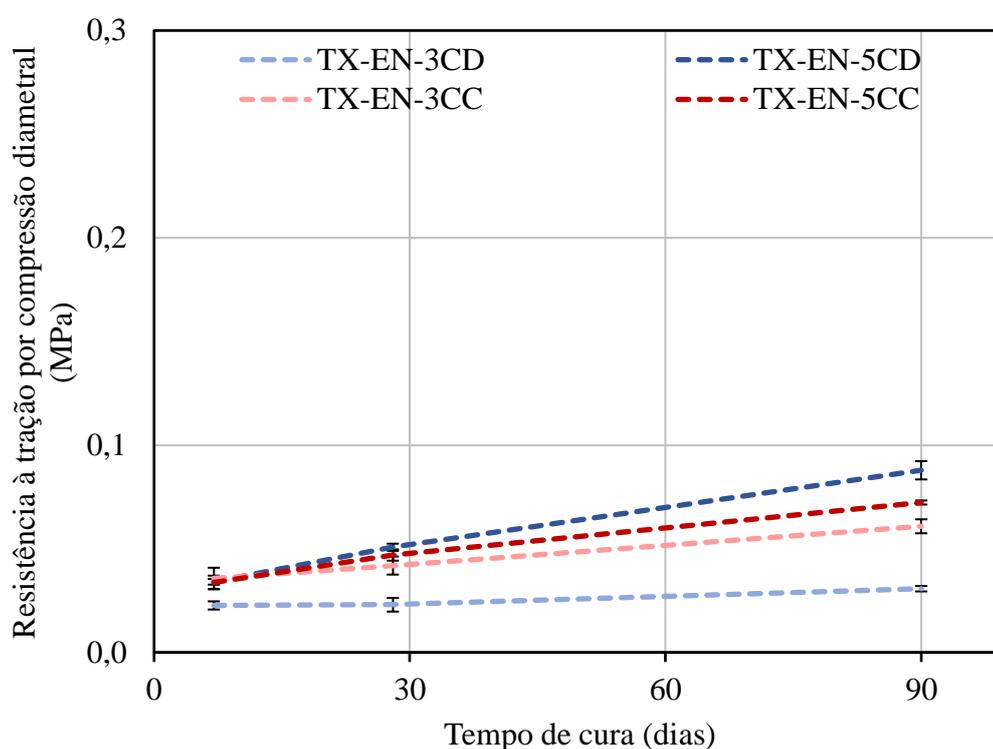


Figura 4.22: Resultados de resistência à tração por compressão diametral de amostras do Luvissole com cal, compactadas na energia normal e curadas por 7, 28 e 90 dias

Na Figura 4.22, percebe-se que as resistências alcançadas foram bastante baixas, sendo que nenhuma amostra apresentou RCD superior a 0,1 MPa. Tais resultados, corroborados pelos obtidos na RCS, demonstram que o solo foi apenas melhorado pela adição da cal, não sendo esperado comportamento de um solo cimentado, o qual deveria apresentar maiores valores de resistência à tração.

A mistura que apresentou menor RCD foi a TX-EN-3CD, cuja resistência não evoluiu com o tempo de cura. Nas demais misturas é possível identificar certo aumento, mesmo pequeno, da

resistência com o tempo de cura. Essas apresentaram resistências similares entre si aos 7 e 28 dias. Já aos 90 dias a maior resistência foi obtida pela mistura com 5% de cal dolomítica.

Foi realizada a análise de regressão múltipla dos resultados obtidos, obtendo-se um coeficiente de determinação de 95,1%. Os modelos (4.12) e (4.13) permitem estimar a RCD para misturas com cales calcítica e dolomítica, respectivamente.

$$\begin{aligned} \text{Cal calcítica RCD (MPa)} & & (4.12) \\ &= 0,05356 - 0,00504 \times \% \text{ cal} - 0,000324 \times \text{cura (dias)} \\ &+ 0,000174 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cal dolomítica RCD (MPa)} &= & (4.13) \\ &= -0,00912 + 0,00881 \times \% \text{ cal} - 0,000324 \times \text{cura (dias)} \\ &+ 0,000174 \times \% \text{ cal} \times \text{cura (dias)} \end{aligned}$$

Visando um melhor entendimento do que acontece dentre os fatores controláveis estudados, os gráficos com as médias ajustadas para os efeitos principais e para as interações entre eles são apresentados no apêndice C. Também foram incluídos gráficos de efeitos principais, que podem ser utilizados na previsão da RCD, considerando o intervalo estudado de tempo de cura e teor de cal.

De acordo com os gráficos, todos os fatores controláveis foram significativos. Também percebe-se, mais uma vez, a interdependência entre o tempo de cura e o teor de cal. Para o menor tempo de cura (7 dias), o teor de cal não é significativo, sendo que ao aumentar para 90 dias, é perceptível a diferença entre as resistências obtidas para os dois teores de cal estudados.

#### 4.4.3.3 Síntese dos resultados de resistência à tração por compressão diametral

Na Tabela 4.15 sintetizam-se os resultados de RCD obtidos para as misturas de Argissolo ou Luvisolo com cal calcítica ou dolomítica. Os valores correspondem às médias dos três corpos de prova ensaiados. Lembra-se que os resultados de RCS das misturas com Latossolo foram apresentados na Tabela 4.13. Não foram realizados ensaios de RCD nessas misturas porque, ao serem destinadas à camada de base de pavimentos, entende-se que a resistência à tração na flexão é mais representativa do comportamento da camada ao ser solicitada por cargas.

Também foram analisadas as relações entre as resistências à compressão simples e à tração por compressão diametral, sendo essas apresentadas no apêndice C, em que se verificou que a RCD corresponde entre 10,1 e 15,4% da RCS, dependendo do solo (Argissolo ou Luvisolo) e da energia de compactação, no caso do Argissolo. Valores esses que estão dentro do intervalo observado por outros autores e compilados no item 2.7.4. Dentre eles, o menor valor foi de 10% da pesquisa de Klinsky et al. (2013) e o maior foi de 16% obtido por Behak (2013). Além disso, procurou-se por uma relação única, ou seja, que representasse os resultados obtidos nessa pesquisa, independentemente do solo e da energia de compactação. Os resultados dessa relação são expressos no gráfico da Figura 4.23.

Tabela 4.15: Valores médios de RCD obtidos para as misturas com Argissolo e Luvissole

Mistura	RCD (MPa)		
	7 dias	28 dias	90 dias
PVA-EN-3CD	0,05	0,07	0,08
PVA-EN-5CD	0,04	0,12	0,17
PVA-EN-3CC	0,10	0,13	0,13
PVA-EN-5CC	0,10	0,21	0,29
PVA-EM-3CD	-	0,17	-
PVA-EM-5CD	-	0,21	-
PVA-EM-3CC	-	0,30	-
PVA-EM-5CC	-	0,36	-
TX-EN-3CD	0,02	0,02	0,03
TX-EN-5CD	0,03	0,05	0,09
TX-EN-3CC	0,04	0,04	0,06
TX-EN-5CC	0,03	0,05	0,07

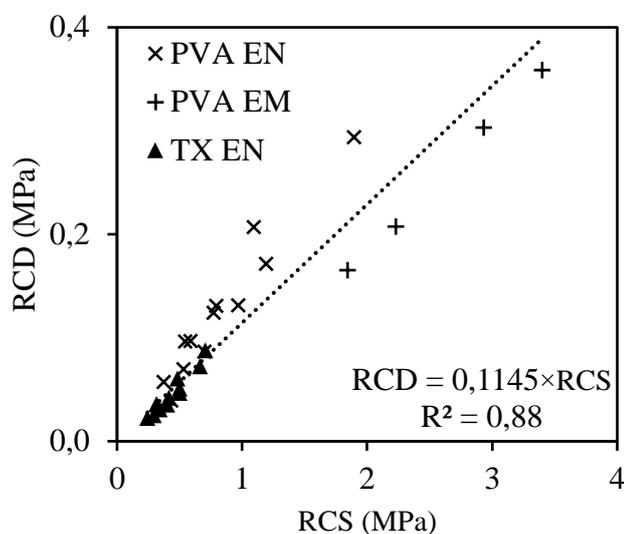


Figura 4.23: Relação entre as resistências (RCD e RCS) das misturas com Argissolo e Luvissole

Na Figura 4.23, observa-se que o modelo é significativo ( $R^2$  de 88%), sendo a resistência à tração por compressão diametral, globalmente, 11,5% da resistência à compressão simples.

#### 4.4.4 Resistência à tração na flexão

Os ensaios de resistência à tração da flexão foram realizados com todas as misturas da pesquisa, considerando tempo de cura de 28 dias. Além da resistência à tração na flexão, foram determinados o módulo de elasticidade na flexão e a deformação na ruptura, que são parâmetros empregados no dimensionamento mecânico-empírico. Para cada mistura, foram moldados e ensaiados três corpos de prova prismáticos, sendo os resultados analisados, considerando os

três parâmetros comentados. Os resultados atípicos foram removidos das análises, mas os resultados médios para todas as misturas correspondem a no mínimo duas amostras.

#### 4.4.4.1 Comportamento do Argissolo

Na Figura 4.24 são apresentados os resultados de RTF das misturas de Argissolo e cal compactadas em ambas as energias e curadas por 28 dias. Além das médias obtidas para cada uma das misturas, são representados os desvios padrão.

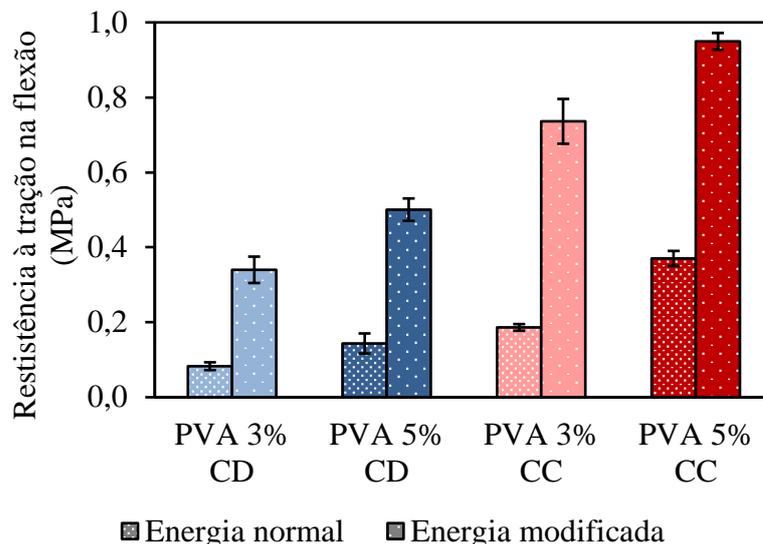


Figura 4.24: Resultados de resistência à tração na flexão das misturas de Argissolo e cal compactadas nas energias normal e modificada e curadas por 28 dias

A Figura 4.24 explicita a diferença entre os fatores controláveis estudados nos valores de RTF. As misturas com cal calcítica apresentaram maiores resistências do que as com cal dolomítica. O uso de 5% de cal elevou as resistências em comparação com 3%. A compactação na energia modificada proporcionou um aumento significativo de RTF.

Visando definir a deformação na ruptura, foram determinadas as tensões de tração normalizadas para cada corpo de prova ensaiado. Isso é, dividiram-se todas as tensões que foram aplicadas no ensaio pela RTF da amostra. Dessa forma, se verificou a deformação gerada no corpo de prova para cada tensão de tração normalizada, considerando-se valores entre 0 e 100%, em intervalos de 5%. Ao associar os dados de tensão e deformação se obtém uma curva representativa do material ensaiado. Feito isso, se trabalhou com uma curva média das amostras ensaiadas para uma mesma mistura. Como comentado no item 3.2.6.4, a deformação na ruptura é a correspondente a 95% da tensão de tração normalizada. Na Figura 4.25 são representadas as curvas médias obtidas para cada mistura, bem como a identificação dos pontos correspondentes à deformação na ruptura. Os resultados de deformação na ruptura são sintetizados na Figura 4.26.

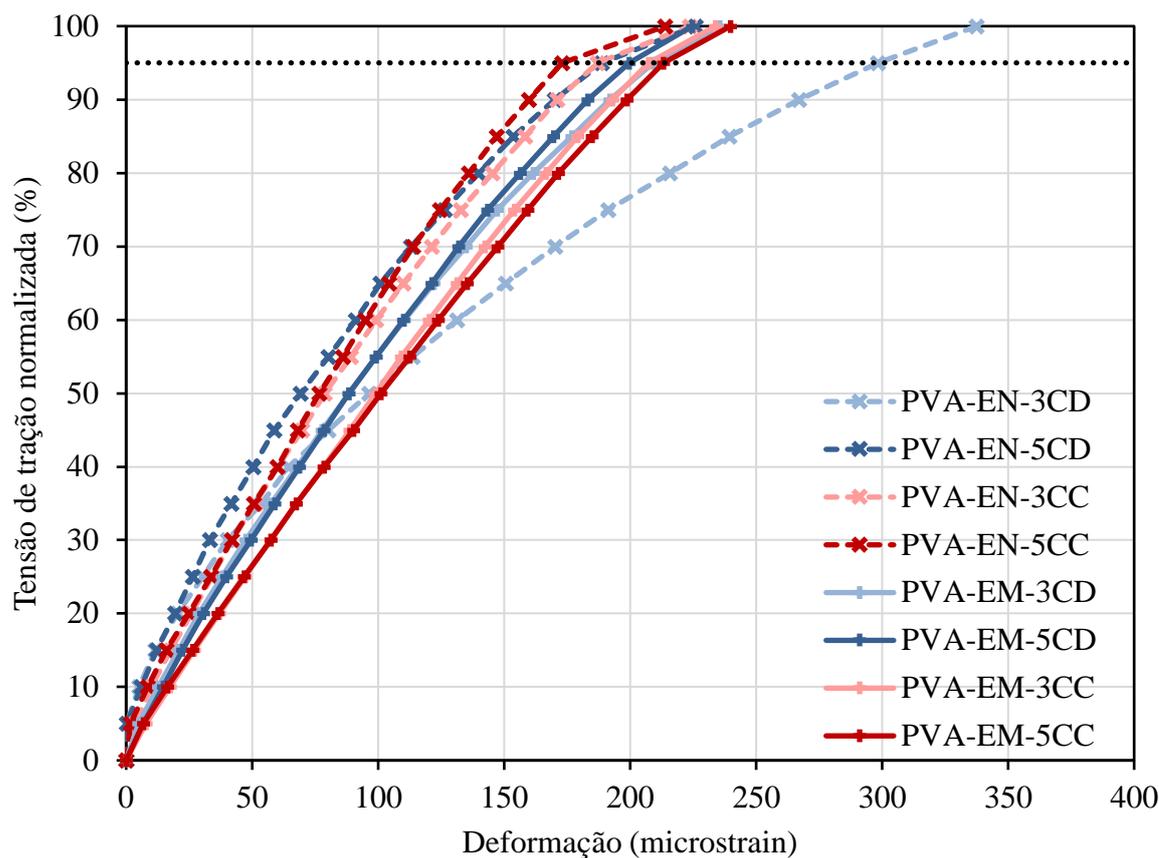


Figura 4.25: Curvas tensão de tração normalizada por deformação para misturas de Argissolo com cal, compactadas nas energias normal e modificada e curadas por 28 dias

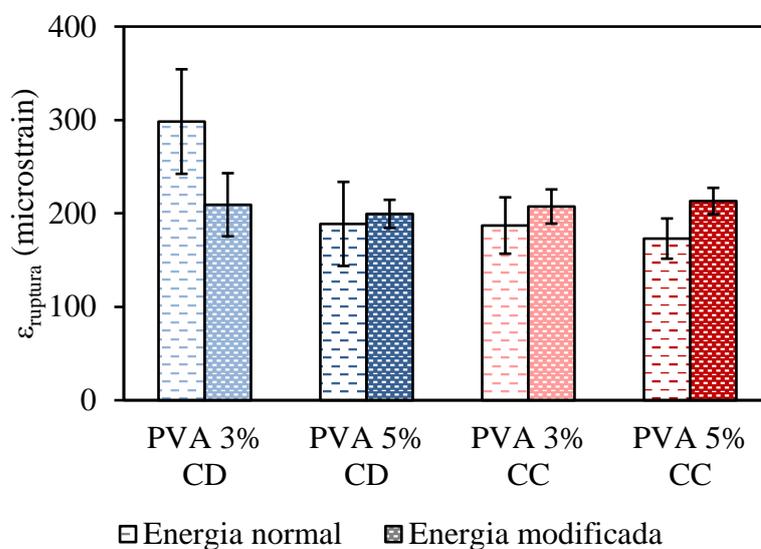


Figura 4.26: Valores de deformação na ruptura das misturas de Argissolo e cal compactadas nas energias normal e modificada e curadas por 28 dias

Os resultados apresentados mostram que os fatores controláveis considerados não são significativos. Isso é facilmente percebido na Figura 4.26, que com exceção da mistura com 3%

de cal dolomítica e compactada na energia normal, são bastante próximos. Tal comportamento também ocorre para outras tensões de tração normalizadas, como pode ser observado nas curvas da Figura 4.25. Percebe-se também que na energia modificada a variação entre os valores e as curvas é menor ainda, sendo as deformações na ruptura próximas a 200 microstrain. Ao comparar com os parâmetros adotados pelo SAMDM para materiais cimentados, apresentados na Tabela 2.2, com deformações na ruptura entre 125 e 145 microstrain, constata-se que as misturas de Argissolo e cal conseguem suportar maiores deformações antes de romper, o que pode ter impacto positivo na vida de fadiga.

Ainda na Figura 4.25, observa-se que as misturas apresentam comportamento inicialmente (até a resistência à tração normalizada de 30%) elástico-linear, representado pela proporcionalidade entre as tensões e deformações. Na Figura 4.27 são apresentadas as variações do módulo de elasticidade na flexão com a tensão de tração normalizada.

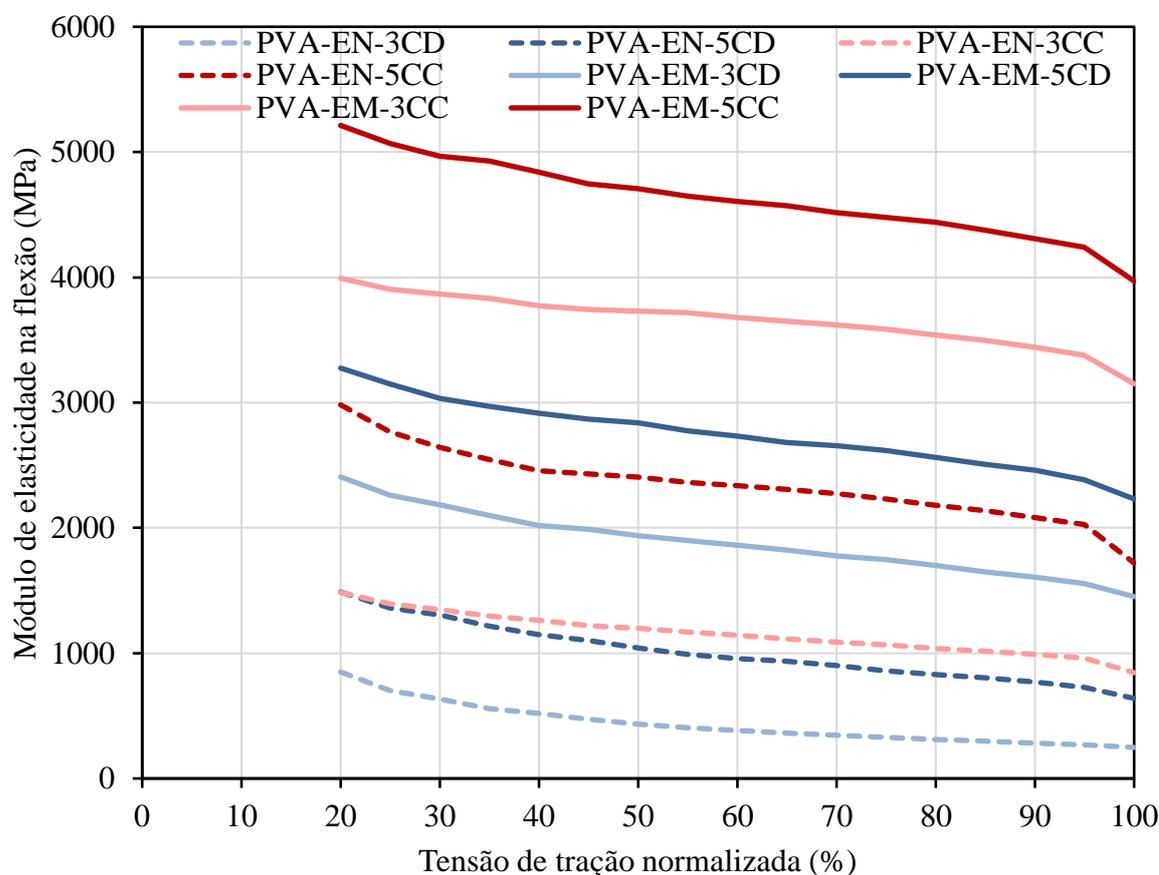


Figura 4.27: Variação do módulo de elasticidade na flexão com o nível de carregamento em misturas de Argissolo com cal curadas por 28 dias

Como esperado, na Figura 4.27 observa-se a redução do MEF conforme aumentam as tensões de tração normalizadas. O comportamento apresentado pelas misturas é bastante parecido, sendo que nas amostras com adição de cal calcítica percebe uma mudança mais abrupta do MEF quando a tensão de tração normalizada passa de 95 para 100%. De modo geral, mesmo

identificando essas reduções de módulo, cabe destacar que elas não são tão acentuadas, como geralmente se percebe em materiais estabilizados com cimento Portland.

Conforme explicado no item 3.2.6.4, por definição, o módulo de elasticidade na flexão das misturas é que corresponde à 40% da RTF. Dessa maneira, os resultados obtidos são apresentados na Figura 4.28.

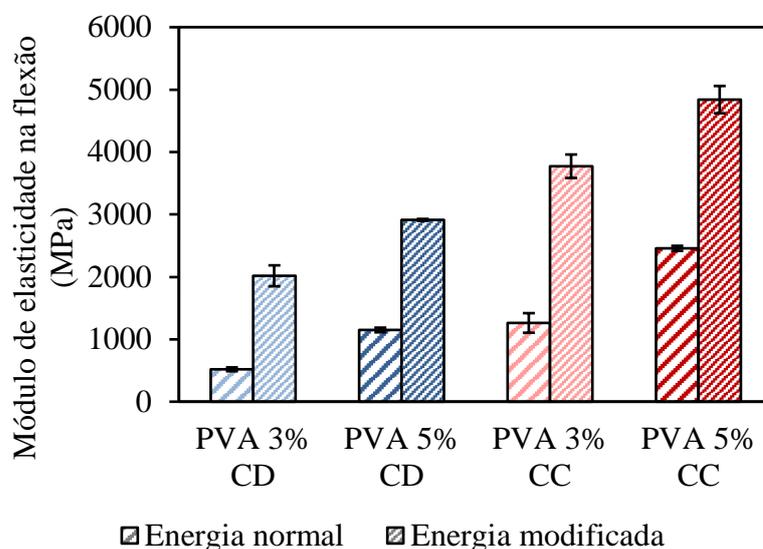


Figura 4.28: Resultados de módulo de elasticidade na flexão das misturas de Argissolo e cal compactadas nas energias normal e modificada e curadas por 28 dias

Da mesma forma como observado para os resultados de RTF, percebe-se que os efeitos controláveis são significativos nos valores de MEF. Na Figura 4.28, é notável o aumento de rigidez proporcionado pelo aumento na energia de compactação. Também se observam maiores módulos nas misturas com cal calcítica e o efeito positivo do aumento do teor de cal.

Os módulos das misturas Argissolo e cal são bastante elevados, quando comparados aos de materiais tratados com agentes cimentantes, considerados no SAMDM. De fato, como mostrado na Tabela 2.2, os materiais do grupo C3 possuem módulo de 2000 MPa e os do C4 de 1500 MPa. Ao fazer uso da energia modificada, se percebe que todas as misturas apresentam MEF superiores a 2000 MPa. Além delas, a mistura com 5% de cal calcítica compactada na energia normal também alcançou módulo superior a 2000 MPa. As demais misturas compactadas na energia normal alcançaram valores inferiores a 1500 MPa, característico de materiais do grupo C4.

#### 4.4.4.2 Comportamento do Luvissole

As misturas com Luvissole e cal foram compactadas na energia normal e curadas por 28 dias. Os valores médios e os desvios padrão obtidos para a RTF são apresentados na Figura 4.29.

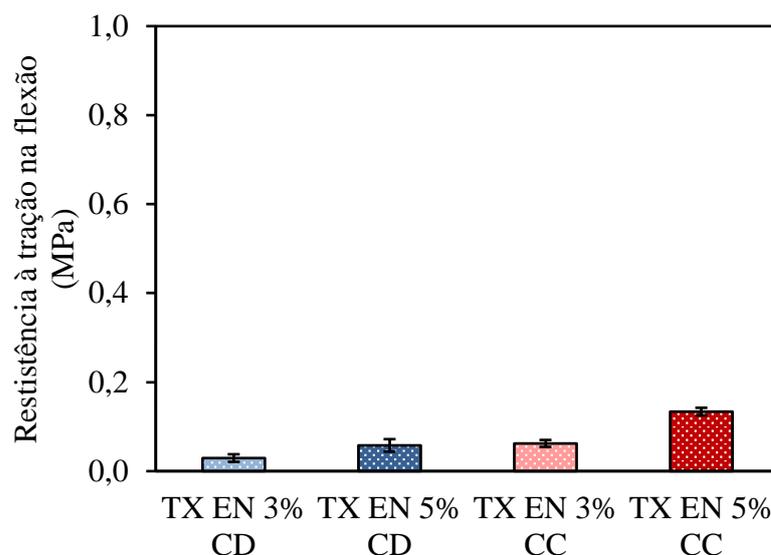


Figura 4.29: Resultados de resistência à tração na flexão das misturas de Luvisso e cal compactadas nas energias normal e curadas por 28 dias

As resistências à tração na flexão obtidas pelas misturas com Luvisso e cal foram bastante baixas, estando de acordo com os resultados obtidos para os demais ensaios de resistência realizados nessas misturas. É possível identificar o efeito do teor de cal, pois se observa um aumento de resistência quando do emprego do teor mais alto. Também se verifica que o tipo de cal influenciou nos resultados, sendo que a cal calcítica proporcionou as maiores RTF.

Ao relacionar as tensões de tração normalizadas com as deformações que ocorrem nas amostras são obtidas curvas que representam o comportamento à flexão do material. Esses resultados estão na Figura 4.30, de modo que os valores de deformação na ruptura são apresentados na Figura 4.31.

As baixas resistências alcançadas pelas misturas refletiram nos demais parâmetros analisados. As rupturas das amostras ocorreram em pouquíssimo tempo depois do início do ensaio, de modo que podem ter dificultado a precisão obtida nas leituras de deformações feitas pelo LVDT. Na Figura 4.31 observa-se que as misturas com cal dolomítica e a com 3% de cal calcítica apresentaram deformações na ruptura inferiores a 200 microstrain, e a maior deformação na ruptura (270 microstrain) correspondendo à mistura com 5% de cal calcítica. Conhecendo-se as características das misturas solo-cal, se esperaria que as misturas de Luvisso com cal com menor resistência sofressem maiores deformações antes de romper, mas não é o que se observa nas curvas da Figura 4.30. Acredita-se que essa anomalia se deva à baixa resistência das misturas conforme comentado anteriormente.

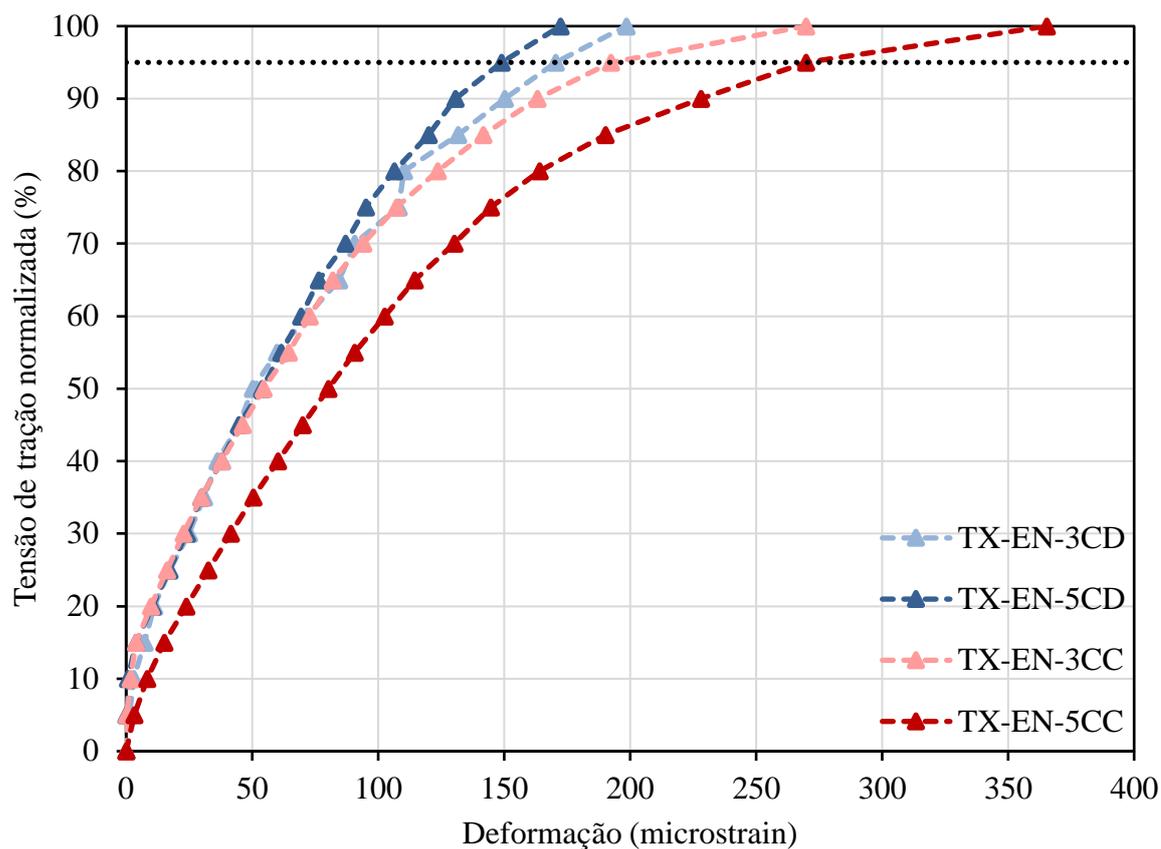


Figura 4.30: Curvas tensão de tração normalizada por deformação para misturas de Luvissole com cal, compactadas na energia normal e curadas por 28 dias

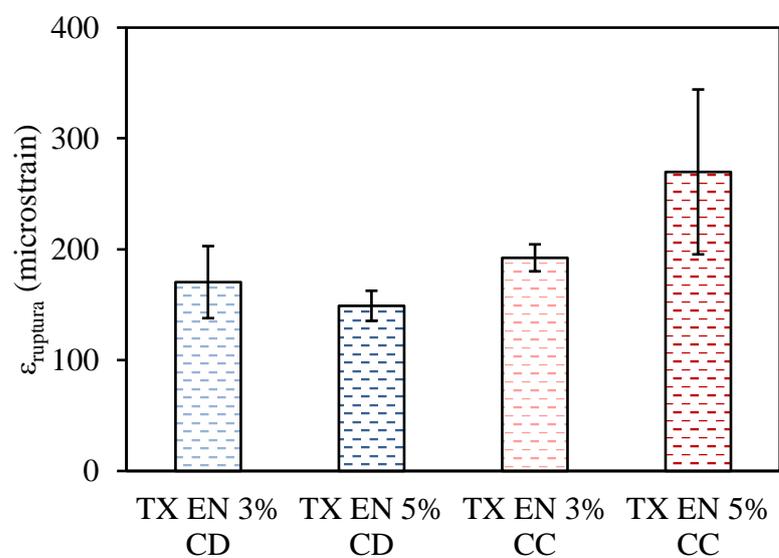


Figura 4.31: Valores de deformação na ruptura das misturas de Luvissole e cal compactadas nas energia normal e curadas por 28 dias

A partir dos dados de tensão de tração normalizada e deformação correspondente se determinaram os módulos de elasticidade na flexão. Na Figura 4.32 é apresentada a variação dos MEF com o nível de carregamento aplicado.

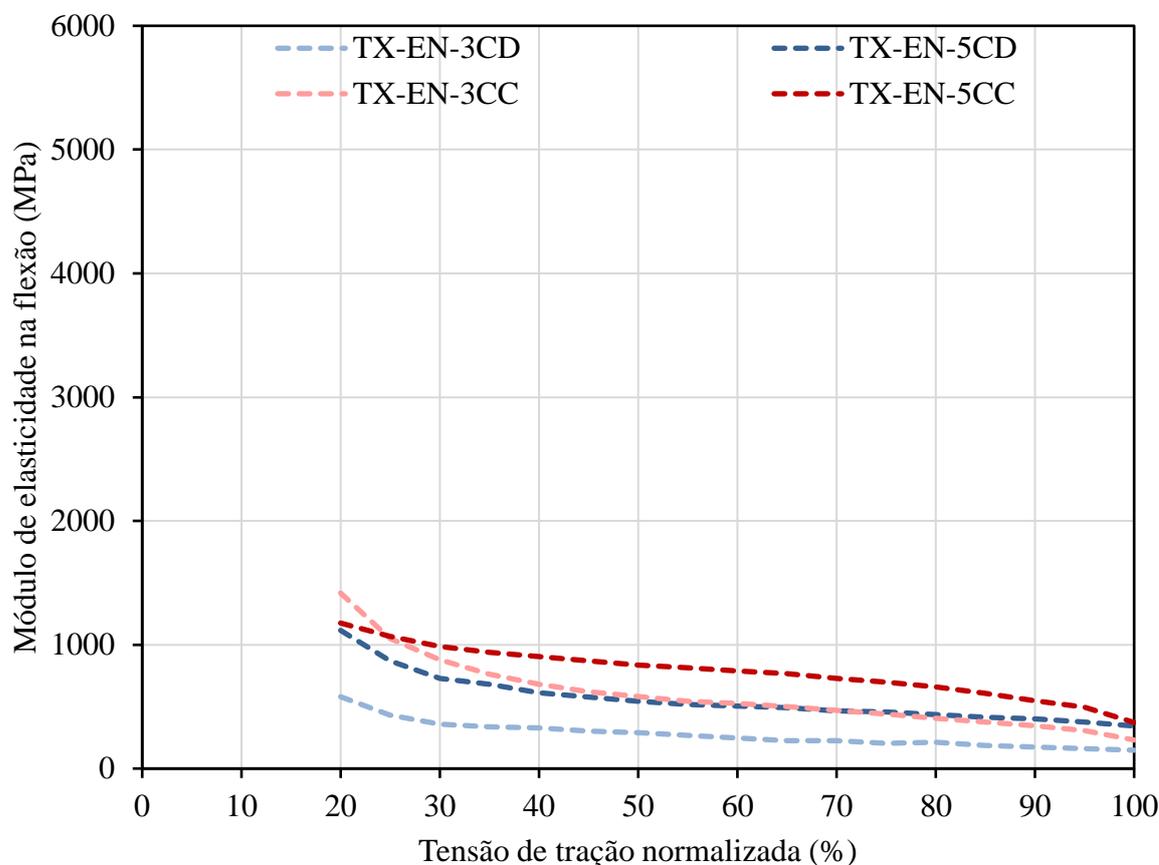


Figura 4.32: Variação do módulo de elasticidade na flexão com o nível de carregamento obtido pelas misturas de Luvissole com cal curadas por 28 dias

Assim como as resistências, os módulos de elasticidade dessas misturas são bastante baixos. Na Figura 4.32 se verifica a redução do MEF com o aumento das tensões de tração, sendo que as maiores diminuições foram observadas para as menores tensões normalizadas. Como os módulos já são bastante baixos, eles não são tão sensíveis às tensões aplicadas. Os valores de MEF correspondentes à 40% da RTF são apresentados na Figura 4.33.

Os resultados da Figura 4.33 demonstram que as misturas de Luvissole e cal são materiais melhorados, e não estabilizados, já que nenhuma delas alcançou um módulo de elasticidade na flexão de 1000 MPa. Tal observação vai ao encontro do constatado à luz do critério de reatividade de Thompson, já que nenhuma delas conseguiu um aumento de 0,35 MPa de RCS em 28 dias de cura, em relação ao solo natural.

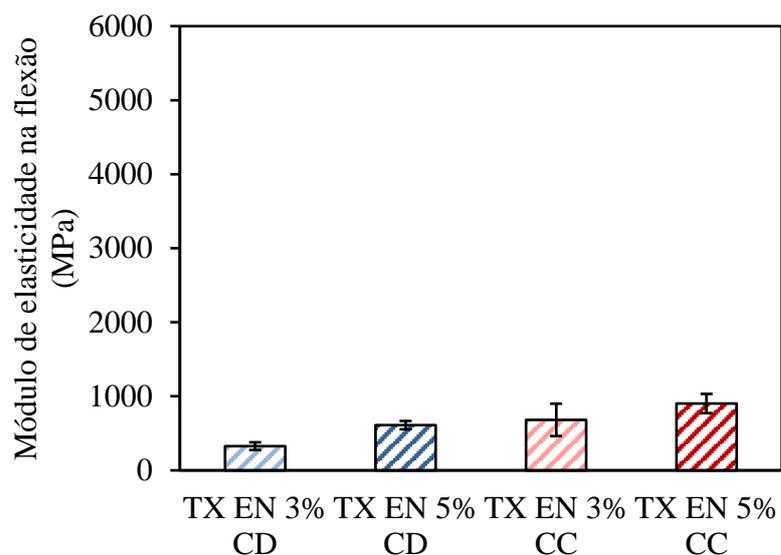


Figura 4.33: Resultados de módulo de elasticidade na flexão das misturas de Luvissole e cal compactadas na energia normal e curadas por 28 dias

#### 4.4.4.3 Comportamento do Latossolo

Os resultados de RTF das misturas de Latossolo e cal, compactadas na energia modificada, após 28 dias de cura são apresentados na Figura 4.34.

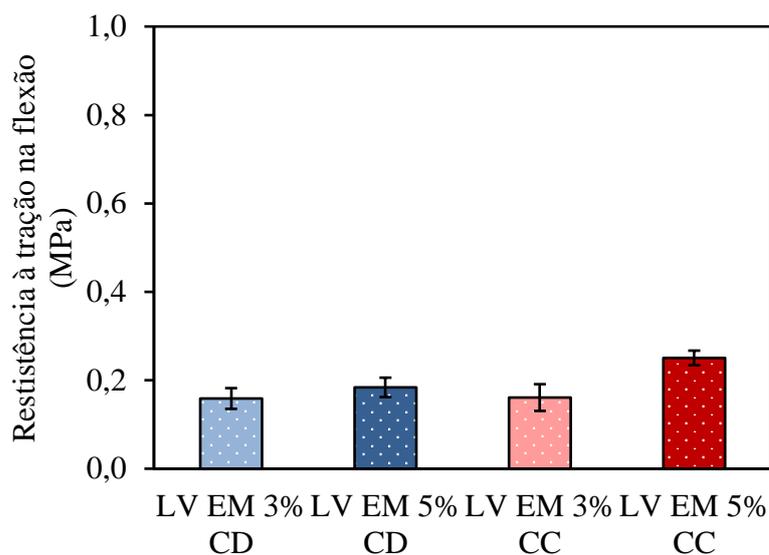


Figura 4.34: Resultados de resistência à tração na flexão das misturas de Latossolo e cal compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias

Observa-se na Figura 4.34 baixas resistências à tração na flexão, apesar de se ter compactado as misturas na energia modificada. Com 3% de cal, não se observou diferença entre os valores encontrados quanto do uso da cal calcítica e da cal dolomítica. As diferenças entre resistências de misturas com 3 e 5% de cal também foram pequenas.

Na Figura 4.35 são apresentadas as curvas tensão de tração normalizada pela deformação. Os resultados de deformação na ruptura são mostrados na Figura 4.36.

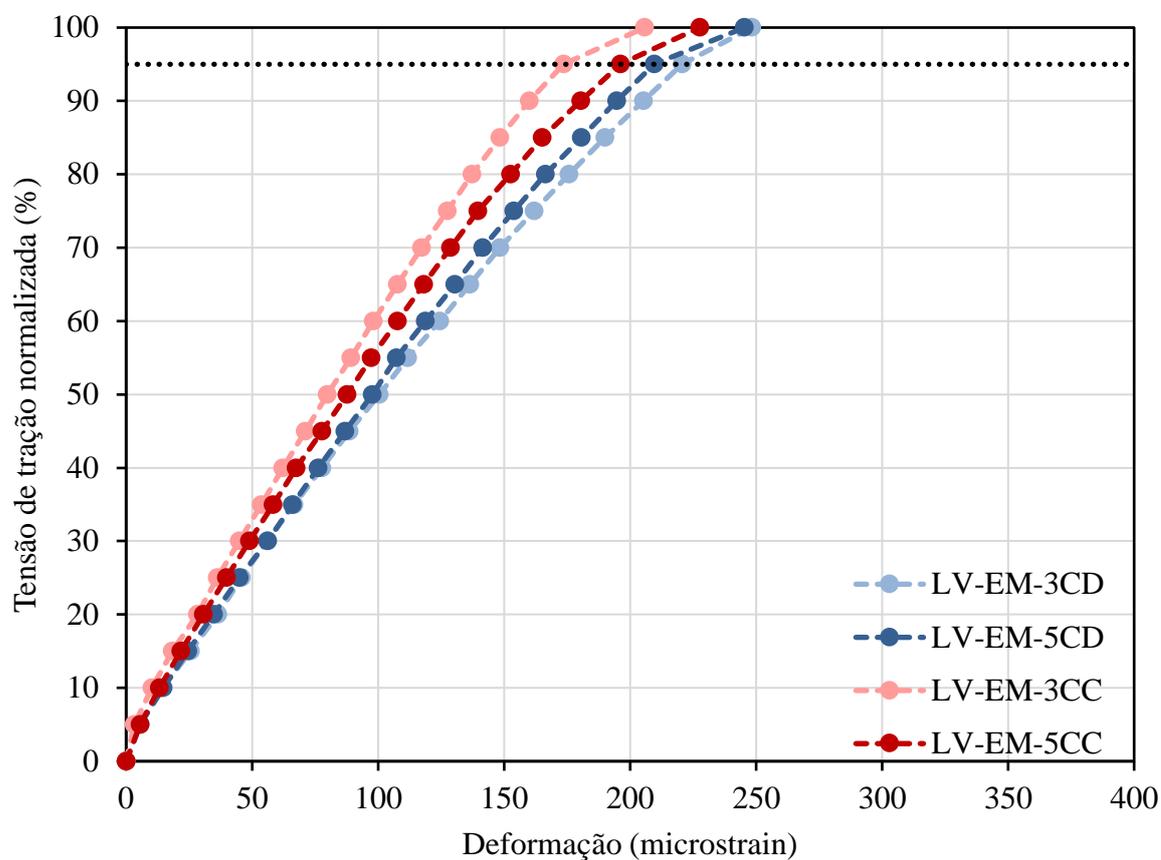


Figura 4.35: Curvas tensão de tração normalizada por deformação para misturas de Latossolo e cal, compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias

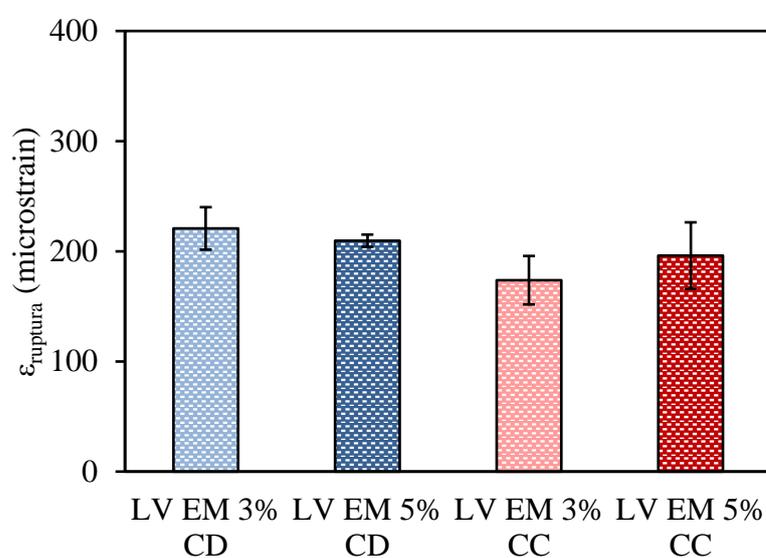


Figura 4.36: Valores de deformação na ruptura das misturas de Latossolo e cal compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias

Os formatos das curvas da Figura 4.35 são semelhantes aos correspondentes às misturas de Argissolo e cal. As deformações na ruptura mostradas também na Figura 4.36 são próximas a 200 microstrain.

Relacionando as tensões de tração normalizadas com as deformações correspondentes são obtidos os módulos de elasticidade na flexão. As variações dos MEF com o nível de carregamento aplicado para as diferentes misturas são apresentadas na Figura 4.37.

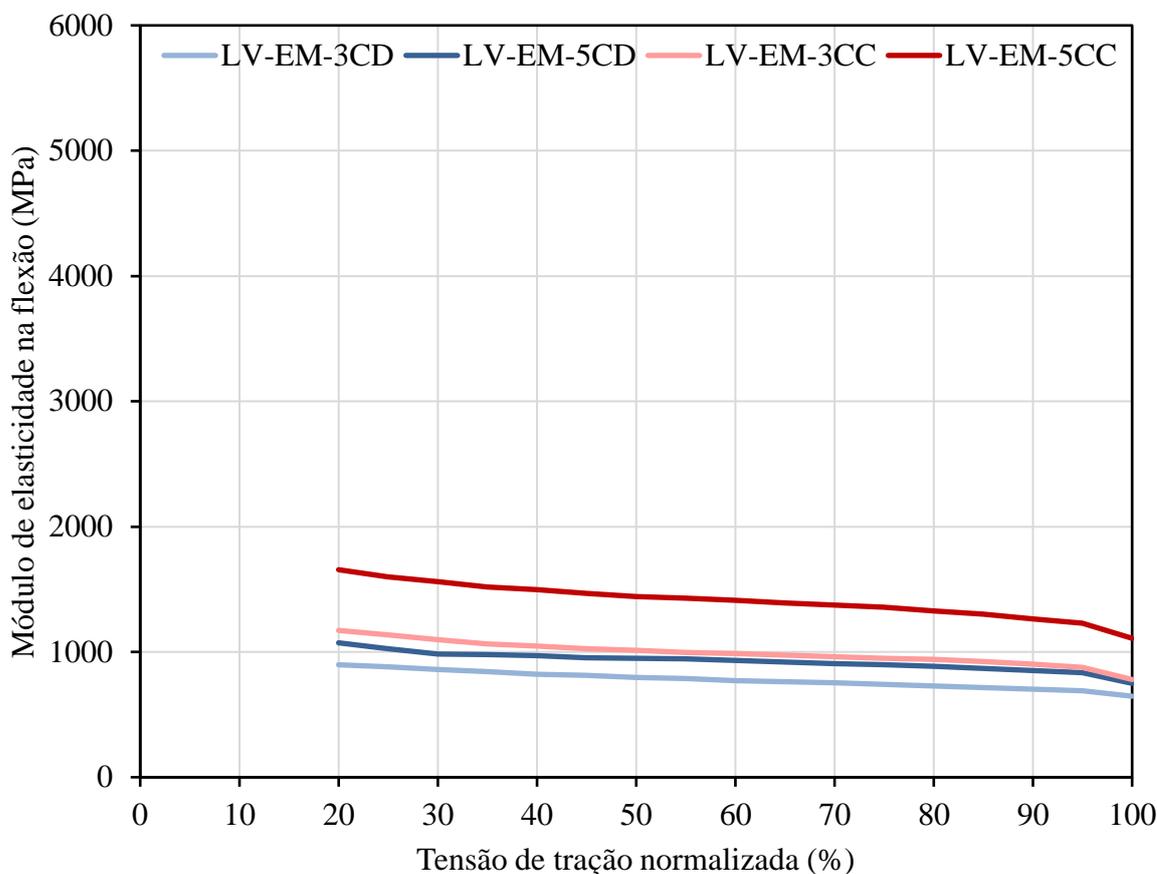


Figura 4.37: Variação do módulo de elasticidade na flexão com o nível de carregamento obtido pelas misturas de Latossolo e cal curadas por 28 dias

Na Figura 4.37 observa-se que a variação de MEF com o aumento do nível de carregamento são menos expressivas do que as identificadas nas amostras de Argissolo e cal. Os valores de MEF correspondentes à 40% da RTF são apresentados na Figura 4.38. Os valores encontrados também são relativamente baixos, entre 1000 e 1500 MPa, caracterizando um material C4, segundo a metodologia sul-africana.

Na Figura 4.38, verifica-se que os módulos obtidos pelas misturas com 3% de cal (calcítica e dolomítica) e 5% de cal dolomítica são bastante parecidos, de forma semelhante ao observado nos valores de RTF e também pôde ser observado pelas curvas da Figura 4.37. Com a adição de 5% de cal calcítica obteve-se um aumento expressivo da RTF e do MEF.

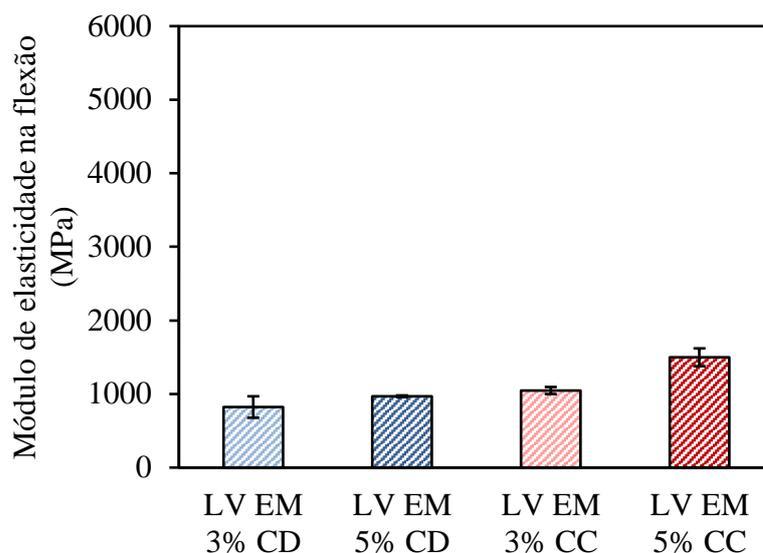


Figura 4.38: Resultados de módulo de elasticidade na flexão das misturas de Latossolo e cal compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias

#### 4.4.4.4 Síntese dos resultados de ensaios de resistência à tração na flexão

Os ensaios de resistência à tração na flexão permitiram obter, além da RTF, o módulo de elasticidade na flexão e a deformação na ruptura. Na Tabela 4.16 estão os resultados médios obtidos para cada mistura estudada. Lembre-se que as amostras foram curadas por 28 dias.

Tabela 4.16: Valores médios obtidos nos ensaios de resistência à tração na flexão para as misturas dos três solos e cal curadas por 28 dias

Mistura	RTF (MPa)	MEF (MPa)	$\epsilon_{ruptura}$ (microstrain)
PVA-EN-3CD	0,08	519	298
PVA-EN-5CD	0,14	1149	189
PVA-EN-3CC	0,19	1262	187
PVA-EN-5CC	0,37	2457	173
PVA-EM-3CD	0,34	2017	209
PVA-EM-5CD	0,50	2913	200
PVA-EM-3CC	0,74	3772	207
PVA-EM-5CC	0,95	4840	213
TX-EN-3CD	0,03	327	170
TX-EN-5CD	0,06	611	149
TX-EN-3CC	0,06	682	192
TX-EN-5CC	0,13	903	270
LV-EM-3CD	0,16	823	221
LV-EM-5CD	0,18	969	210
LV-EM-3CC	0,16	1047	174
LV-EM-5CC	0,25	1499	196

Em grande parte dos resultados de RTF e MEF, percebe-se que os fatores controláveis estudados (teor e tipo de cal, fundamentalmente) foram significativos. Observou-se um aumento de resistência e de rigidez quando da adição de cal calcítica em relação à cal dolomítica. A elevação do teor de cal de 3 para 5% também demonstrou ser satisfatória para os parâmetros estudados. A compactação das amostras na energia modificada resultou em melhores resultados do que o emprego da energia normal. A deformação na ruptura, por sua vez, não se mostrou dependente dos fatores controláveis do estudo. Em geral, as deformações na ruptura das misturas, foi próxima a 200 microstrain.

Mesmo o MEF e a deformação na ruptura sendo parâmetros empregados para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos com camadas cimentadas, não se encontram resultados para misturas solo-cal na literatura. Por isso, analisou-se a possibilidade de estimar tais parâmetros a partir de resultados de RCS com 28 dias de cura. Foram testados modelos linear, logarítmico, exponencial e potência. Na Figura 4.39 é apresentado o modelo exponencial para previsão do MEF com maior significância estatística ( $R^2 = 85\%$ ).

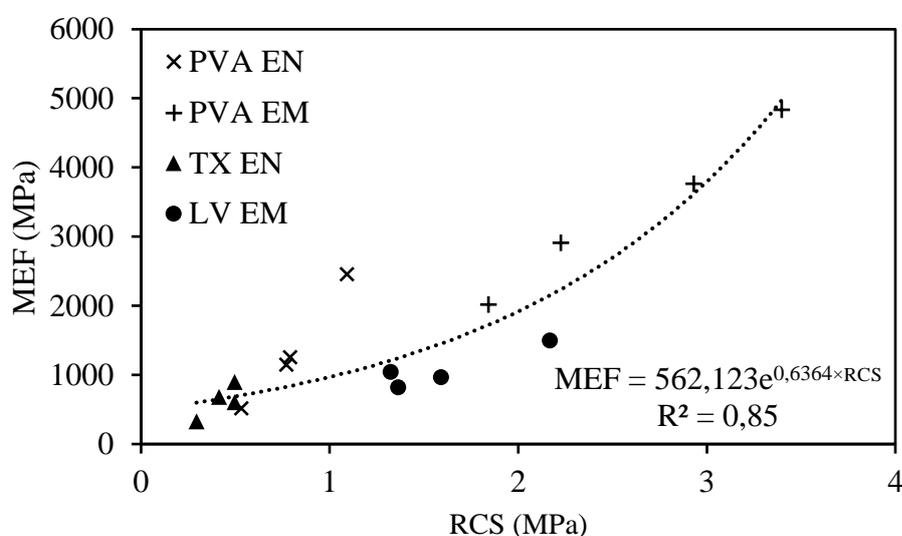


Figura 4.39: Relação entre a resistência à compressão simples e o módulo de elasticidade na flexão das misturas solo-cal estudadas e curadas por 28 dias

Para obtenção do modelo foram considerados os 16 valores médios dos parâmetros, resultando em 16 pontos. Porém, cabe ressaltar que para chegar a esses resultados, cada um é resultante de ensaios em três corpos de prova. Destaca-se que mesmo abrangendo três solos distintos, dois tipos e dois teores de cal e duas energias de compactação, o modelo é estatisticamente significativo. Salienta-se ainda, que o mesmo pode ser utilizado como estimativa do MEF, mas deve-se evitar extrapolações, já que o modelo é válido para materiais e características similares. Enfatiza-se a importância da realização de ensaios de tração na flexão para determinação do módulo de elasticidade de materiais cimentados, por serem os que representam melhor o comportamento da camada cimentada quando sujeita às solicitações do tráfego. O modelo apresentado na Figura 4.39 deve ser considerado apenas em anteprojetos.

Conforme foi observado, os resultados de deformação na ruptura não demonstraram ser significativamente afetados pelos fatores controláveis estudados. Como esperado, não foi possível encontrar um modelo significativo que representasse a relação entre a resistência à compressão simples e a deformação na ruptura.

A *Austroads* (2002) classifica os materiais estabilizados quimicamente em modificados, levemente e fortemente cimentados. Os materiais com RCS aos 28 dias de cura entre 1 e 4 MPa são enquadrados como levemente cimentados. Resistências inferiores representam os materiais modificados e superiores os fortemente cimentados. Dessa forma, as misturas cimentadas dessa pesquisa se enquadram como modificadas ou levemente cimentadas. A partir dessa classificação, ao considerar apenas as misturas levemente cimentadas, ou seja, aquelas com RCS aos 28 dias de cura, entre 1 e 4 MPa, é possível observar similitudes na deformação na ruptura. O que se verifica é que o mesmo não apresenta muita variabilidade, como mostrado na Figura 4.40.

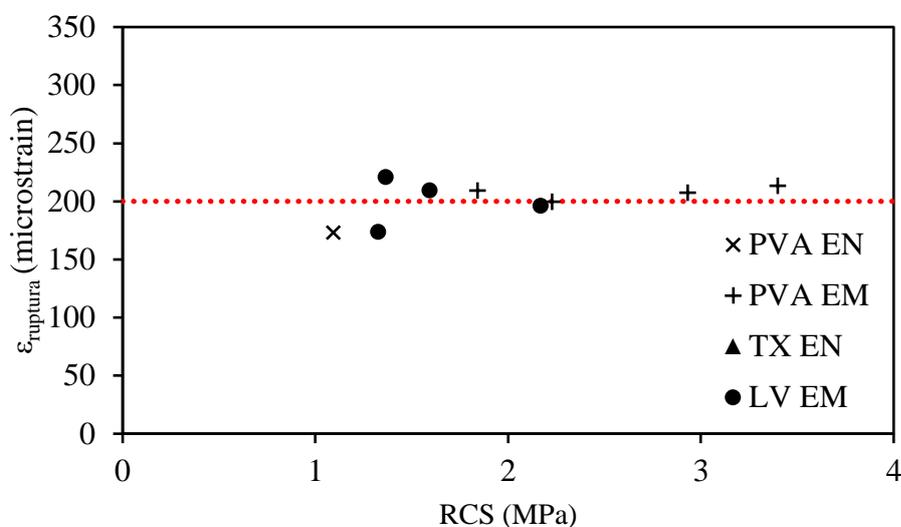


Figura 4.40: Relação entre a resistência à compressão simples e a deformação na ruptura das misturas solo-cal classificadas como levemente cimentadas e curadas por 28 dias

Na Figura 4.40 constam os pontos correspondentes às misturas levemente cimentadas, ou seja, as que apresentam RCS superior a 1 MPa, incluindo todas as misturas compactadas na energia modificada e a mistura de Argissolo e 5% de cal calcítica compactada na energia normal. Constata-se pequena variabilidade entre as deformações na ruptura, obtendo-se um valor médio de 200 microstrain com desvio padrão de 17 microstrain. Essa constância encontrada é bastante significativa em termos de projeto. Além disso, é superior aos valores adotados pelo SAMDM para materiais cimentados. Isso sugere que as misturas estudadas nesta pesquisa devem se comportar melhor quanto à fadiga, já que admitem maiores deformações antes de romper.

## 4.5 ENSAIOS DE CARGAS REPETIDAS

Para a determinação do módulo de resiliência das misturas compactadas na energia normal foram realizados ensaios triaxiais de cargas repetidas. Na sequência são apresentados os resultados, primeiramente para o Argissolo, seguido do Luvisolo e por fim, uma síntese dos resultados obtidos.

### 4.5.1 Ensaio triaxial de cargas repetidas

#### 4.5.1.1 Comportamento do Argissolo

Sabe-se que como resultado de cada ensaio triaxial de cargas repetidas têm-se 18 valores de módulo de resiliência, associados aos pares de tensões aplicados (tensão confinante e desvio). Como foram realizados ensaios em três corpos de prova por mistura, têm-se 54 valores de MR. Em alguns casos, por problema no ensaio, foi necessário excluir amostras, porém, para todas as misturas foram considerados no mínimo 36 valores de MR. Dessa forma, se considerou mais representativo trabalhar com modelos que incluíssem todos os resultados de MR para cada mistura.

Ao se aplicarem os dados nos diferentes modelos, observou-se que, em grande parte dos casos, o modelo composto foi o mais significativo estatisticamente. Isso significa que o módulo de resiliência das misturas ensaiadas é influenciado pelas tensões confinante e desvio simultaneamente. Como a representação gráfica é dificultada em decorrência da necessidade de utilizar gráficos em três dimensões, optou-se por apresentá-los no formato de caixa estreita, mais conhecido como *boxplot*. Os resultados obtidos, considerando como efeitos controláveis o teor e o tipo de cal, bem como o tempo de cura, são apresentados na Figura 4.41.

Os pontos inferior e superior de cada resultado representam os valores mínimos e máximos, desconsiderando os valores espúrios (*outliers*). Entre esses pontos e os extremos da caixa se encontram 25% dos dados obtidos, totalizando 50% dos valores fora da caixa. A parte inferior é conhecida como primeiro quartil e a superior como terceiro quartil. Os outros 50% dos valores obtidos estão dentro da caixa, sendo a mediana, ou segundo quartil, representada pela linha horizontal e a média pelo marcador.

A Figura 4.41 traz muitas informações acerca dos resultados obtidos, pois além de entender como se dá a variabilidade dos valores de MR para cada mistura, se consegue comparar os resultados obtidos. A primeira consideração a ser feita é que, independentemente do tempo de cura, do tipo e do teor de cal, foi possível observar um aumento da rigidez do solo com a incorporação de cal.

Aos 7 dias já é possível identificar esse incremento nos valores de MR, sendo que dentre as cales e teores estudados, percebe-se que a adição de 3% de cal dolomítica demonstrou ser menos eficiente que as demais. As outras misturas apresentaram intervalos de variação de MR similares. Com 28 dias de cura, fica mais perceptível o efeito do teor e do tipo de cal, sendo que as misturas com cal dolomítica apresentaram menores valores de MR do que as misturas com

cal calcítica. Efeito semelhante verificou-se com o teor de cal, em que o incremento de 3% para 5% proporcionou um aumento significativo nos valores de MR.

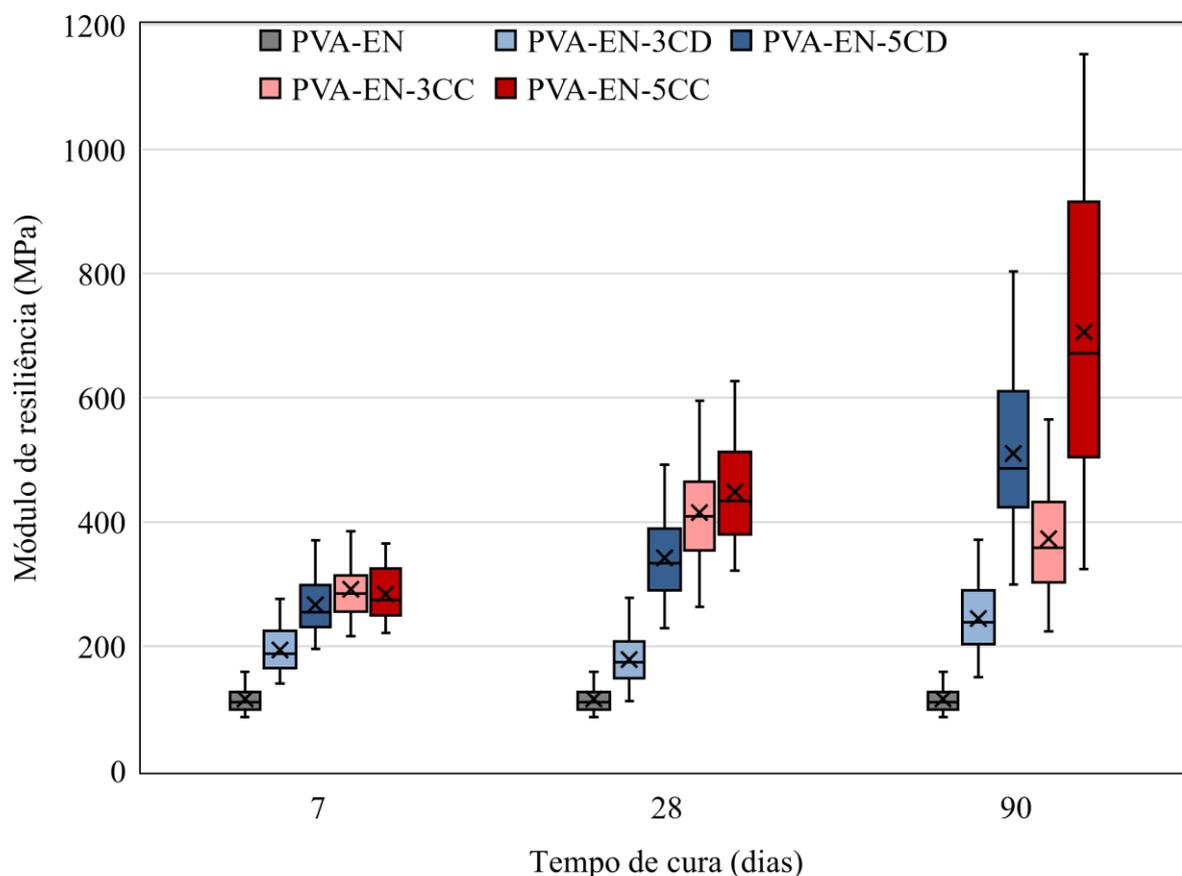


Figura 4.41: Variação dos módulos de resiliência obtidos para os pares de tensão dos ensaios triaxiais de cargas repetidas considerando as amostras de Argissolo com e sem cal compactadas na energia normal e curadas por 7, 28 e 90 dias

Após 90 dias de cura, os efeitos ficam mais evidentes. É notório o aumento de rigidez proporcionado pela extensão do tempo de cura; comportamento esperado em função do tempo necessário para ocorrência das reações cimentantes, e que também foi observado nos resultados de RCS e RCD. Destacam-se as misturas com 5% de cal, que apresentaram aumento significativo de MR em comparação com valores correspondentes aos outros tempos de cura. Enquanto que nas misturas com 3% de cal, grande parte do estabilizante foi consumida até 28 dias de cura, para as misturas com 5% de cal, as reações pozolânicas continuam ocorrendo, proporcionando aumentos de MR mais significativos.

De maneira geral, percebe-se que a cal proporcionou o aumento da rigidez do Argissolo. Esse aumento foi influenciado pelos três fatores controláveis estudados. É perceptível a influência positiva do tempo de cura no MR, especialmente para as misturas com 5% de cal. O tipo de cal também influencia os resultados de MR, sendo a cal calcítica mais favorável do que a dolomítica. No apêndice D são apresentados os gráficos obtidos para os ensaios com 5% de cal calcítica, em função da tensão confinante e da tensão desvio.

#### 4.5.1.2 Comportamento do Luvissole

O formato de análise dos resultados obtidos para as misturas com Luvissole e cal é o mesmo adotado para as amostras de Argissolo. Os resultados das diferentes misturas são apresentados na Figura 4.42, na qual é possível analisar os valores de MR, considerando-se os fatores controláveis do estudo.

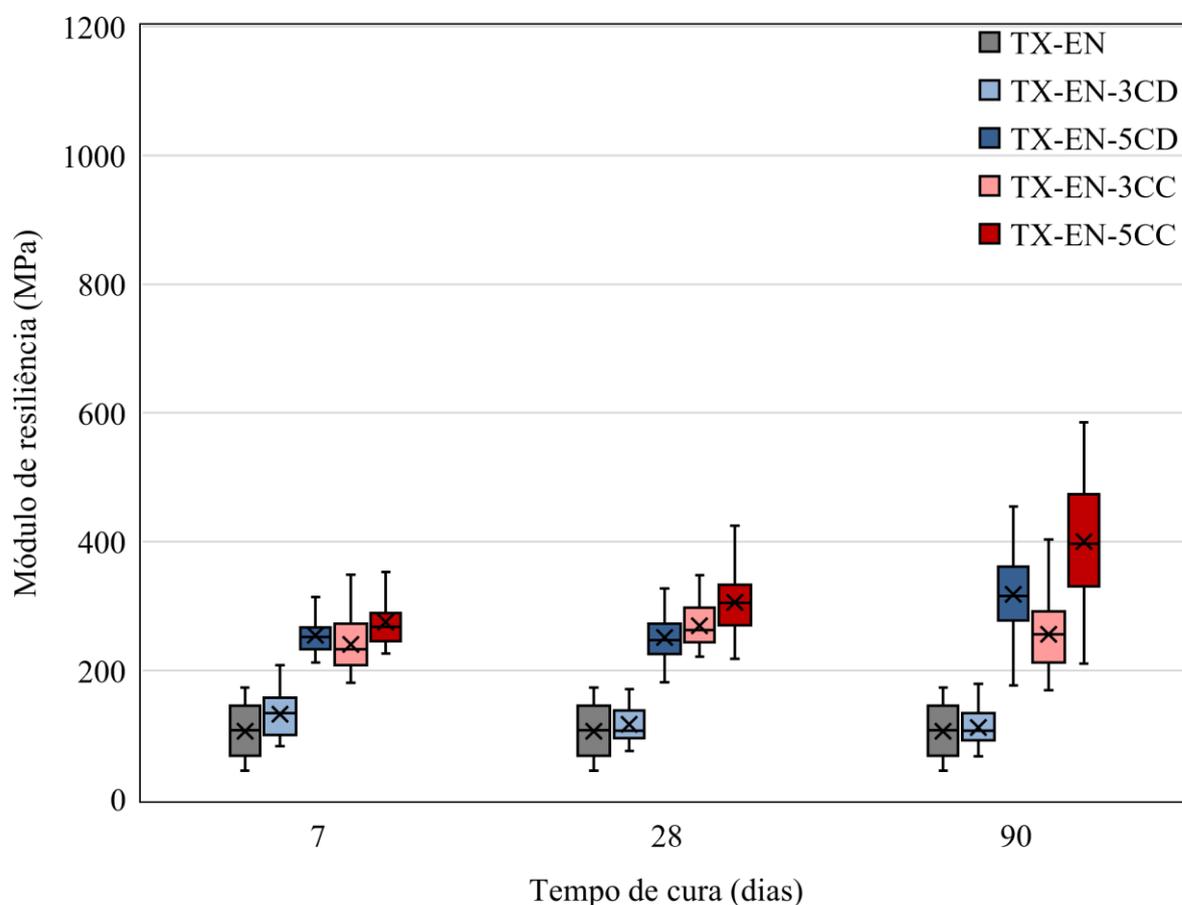


Figura 4.42: Variação dos módulos de resiliência obtidos para os pares de tensão dos ensaios triaxiais de cargas repetidas considerando as amostras de Luvissole com e sem cal compactadas na energia normal e curadas por 7, 28 e 90 dias

Na Figura 4.42, é possível identificar que não há aumento do módulo quando da adição de 3% de cal dolomítica ao Luvissole, independentemente do tempo de cura. As demais misturas estudadas apresentaram aumento nos valores de MR em relação ao solo natural, sendo que à medida que se aumentava o tempo de cura, mais rígidas se tornavam as misturas. O efeito do teor de cal é mais perceptível quando da utilização da cal dolomítica, embora a adição de cal calcítica também causa notável aumento dos valores de MR, principalmente aos 90 dias de cura, o que também foi observado nas misturas de Argissolo e cal.

Seguindo o padrão de comportamento observado nos ensaios de carregamento estático, nos ensaios de MR a cal calcítica é mais eficiente do que a dolomítica. Ao compararem-se os resultados das Figuras Figura 4.42 e Figura 4.41 (misturas com Argissolo), percebe-se que os

intervalos de variação do MR são consideravelmente menores nas misturas com Luvissole, coerente com os demais parâmetros analisados. Da mesma forma, o modelo que melhor representou os resultados analisados foi o composto.

#### 4.5.1.3 Síntese dos resultados de ensaios de módulo de resiliência

De modo geral, se observou que a cal proporciona aumentos de módulo de deformação elástica para os solos estudados, sendo que é mais evidente para as misturas com teor elevado de cal calcítica, curadas por um período maior (90 dias). Os parâmetros do modelo composto das diferentes misturas, assim como os parâmetros de confiabilidade são apresentados na Tabela 4.17. Lembra-se que a forma geral do modelo composto foi apresentada na equação (4.1).

Tabela 4.17: Parâmetros do modelo composto de MR e de confiabilidade das misturas estudadas

<b>Mistura</b>	<b>Cura (dias)</b>	<b>k<sub>1</sub></b>	<b>k<sub>2</sub></b>	<b>k<sub>3</sub></b>	<b>S</b>	<b>R<sup>2</sup></b>
<b>PVA-EN</b>	0	113	0,232	-0,297	12,0	0,67
<b>PVA-EN-3CD</b>	7	230	0,338	-0,348	15,3	0,82
<b>PVA-EN-5CD</b>	7	410	0,371	-0,275	25,6	0,69
<b>PVA-EN-3CC</b>	7	509	0,396	-0,250	19,3	0,84
<b>PVA-EN-5CC</b>	7	322	0,279	-0,294	16,6	0,85
<b>PVA-EN-3CD</b>	28	334	0,415	-0,242	27,6	0,52
<b>PVA-EN-5CD</b>	28	681	0,343	-0,124	41,3	0,61
<b>PVA-EN-3CC</b>	28	883	0,353	-0,107	54,3	0,62
<b>PVA-EN-5CC</b>	28	1022	0,372	-0,100	24,0	0,96
<b>PVA-EN-3CD</b>	90	508	0,400	-0,176	40,3	0,50
<b>PVA-EN-5CD</b>	90	1431	0,405	-0,044	56,0	0,81
<b>PVA-EN-3CC</b>	90	896	0,360	-0,062	56,1	0,61
<b>PVA-EN-5CC</b>	90	3064	0,499	0,045	54,7	0,95
<b>TX-EN</b>	0	34	-0,063	-0,398	15,3	0,88
<b>TX-EN-3CD</b>	7	83	0,187	-0,427	11,1	0,91
<b>TX-EN-5CD</b>	7	314	0,232	-0,197	17,6	0,66
<b>TX-EN-3CC</b>	7	209	0,197	-0,305	17,9	0,83
<b>TX-EN-5CC</b>	7	367	0,296	-0,244	15,6	0,82
<b>TX-EN-3CD</b>	28	118	0,357	-0,433	12,4	0,80
<b>TX-EN-5CD</b>	28	319	0,289	-0,256	23,2	0,64
<b>TX-EN-3CC</b>	28	354	0,280	-0,230	12,1	0,87
<b>TX-EN-5CC</b>	28	574	0,375	-0,191	22,6	0,80
<b>TX-EN-3CD</b>	90	96	0,287	-0,417	15,6	0,70
<b>TX-EN-5CD</b>	90	699	0,335	-0,069	30,9	0,76
<b>TX-EN-3CC</b>	90	450	0,334	-0,171	46,5	0,35
<b>TX-EN-5CC</b>	90	1011	0,402	-0,089	48,1	0,74

O parâmetro  $k_2$  explicita a dependência do MR frente à tensão confinante, sendo que todas as misturas de solo-cal apresentaram valores positivos de  $k_2$  evidenciando que o MR aumenta com o confinamento da mistura. Destaca-se que esse confinamento é devido ao acréscimo de tensões horizontais geradas pelo tráfego e, em muito menor grau, pelas tensões geostáticas, já que geralmente são muito baixas, pois as camadas de pavimentos não são espessas o suficiente para proporcionar um confinamento considerável. Apenas o Luvissole no seu estado natural apresenta valor de  $k_2$  negativo, ou seja, redução do MR com o aumento da tensão confinante, como comentado no item 4.1.4.

O parâmetro  $k_3$  está relacionado à tensão desvio, de modo que, como esperado, à medida que essa tensão aumenta, há uma redução nos valores de MR das misturas. Ainda, na Tabela 4.17 são apresentados os coeficientes de determinação e os valores  $S$  obtidos para cada um dos modelos. Na maior parte deles, o  $R^2$  é elevado, demonstrando a significância dos modelos. Porém, para regressões não lineares, como é o caso dos modelos em questão, o valor  $S$  pode ser mais representativo, uma vez que representa a distância média entre os valores observados e os calculados pelo modelo. Quanto menor o valor de  $S$ , mais próximas as observações se encontram da linha ajustada, ou seja, mais representativo o modelo. É importante destacar que o valor  $S$  está associado aos resultados obtidos. Nesse caso, misturas com módulos de resiliência mais elevados vão apresentar maiores valores de  $S$ . Dessa forma, empregar os dois parâmetros de confiabilidade em conjunto é uma boa forma de avaliar a representatividade dos modelos. Conclui-se que os modelos obtidos representam adequadamente o comportamento quanto a deformações elásticas das misturas estudadas, salientando-se que a maioria representa um conjunto de 54 valores.

Uma vez que se dispunha de valores do módulo de elasticidade na flexão dessas misturas compactadas na energia normal e curadas por 28 dias, optou-se por verificar se esse se relaciona com o módulo de resiliência determinado na compressão triaxial. Para isso, adotou-se o valor do MR médio, resultando em 8 misturas.

Numa análise inicial, percebeu-se que a mistura de Argissolo com 5% de cal calcítica apresenta um valor de MEF muito superior (2457 MPa) aos demais da Tabela 4.17, sendo característico de um material levemente cimentado segundo a Austroads (2002), diferentemente das outras 7, que apresentam comportamento de material modificado. Por essa razão, optou-se por excluir a mistura de Argissolo com 5% de cal calcítica da análise, obtendo-se o modelo apresentado na Figura 4.43.

Pela Figura 4.43 se observa que existe uma relação linear entre os módulos analisados, sendo que para misturas estudadas nesta tese classificadas como modificadas pela Austroads (2002), o MEF é cerca de 3 vezes o MR.

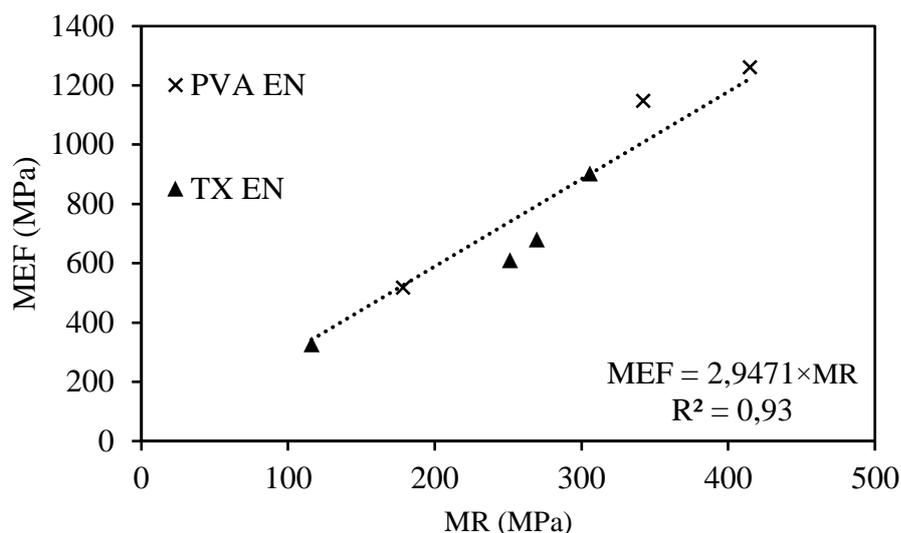


Figura 4.43: Relação entre os módulos de elasticidade na flexão e de resiliência médio das misturas estudadas considerando uma cura de 28 dias

## 4.6 ANÁLISES MINERALÓGICAS

Na sequência são apresentadas as análises dos difratogramas de raios X que foram realizadas nas misturas de Argissolo e Latossolo com 5% de cal calcítica e dolomítica. Cabe salientar que como as análises dos solos naturais foram realizadas por um método distinto das análises das misturas solo-cal, não é possível comparar as intensidades dos picos entre os difratogramas do solo natural e os de solo-cal. Por outro lado, pode-se relacionar as intensidades dos picos existentes entre si em cada um dos difratogramas, além de comparar os resultados obtidos para os dois tipos de cal. Ainda, busca-se identificar possíveis novas fases proporcionadas pela estabilização com cal.

### 4.6.1 Mineralogia do Argissolo

Na Figura 4.44 são apresentados os difratogramas de raios X das misturas de Argissolo com 5% de cal dolomítica (5% CD) e calcítica (5% CC), compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias.

Nos difratogramas de raios X da Figura 4.44, observa-se que a maior intensidade é identificada para o pico de quartzo, indicando que a adição de cal ao solo promoveu alterações nas fases, já que o DRX do Argissolo natural, que consta no apêndice A, apresentou os maiores picos como sendo de caulinita. Tal constatação indica que a sílica e a alumina da caulinita reagiram com o óxido de Cálcio da cal. Também são observadas reduções nos picos de muscovita, que por vezes, é representada por mica/ilita ou ilita; sendo menores as reduções observadas para a gibbsite.

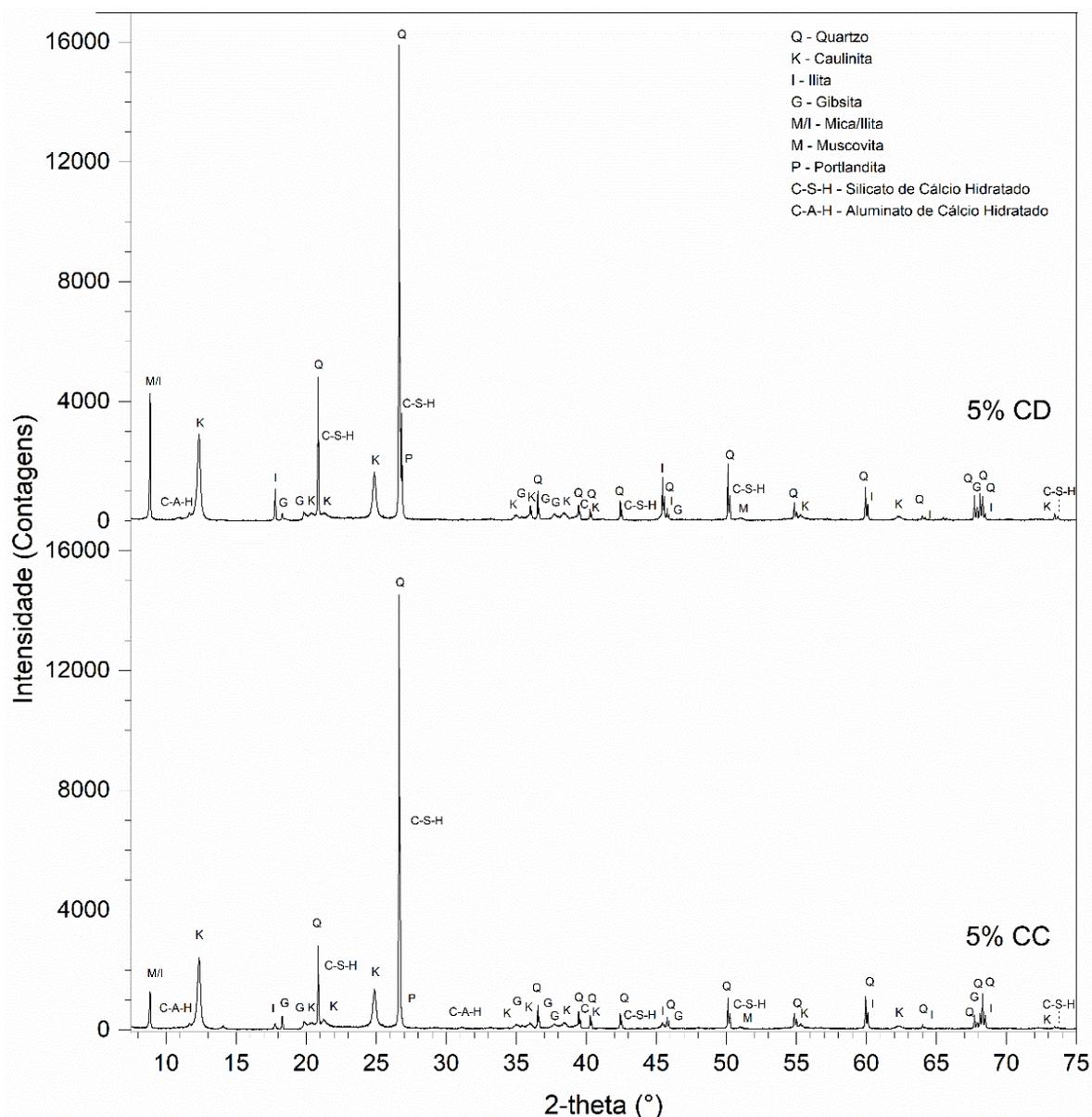


Figura 4.44: Difractogramas de raios X das misturas de Argissolo e 5% de cal com 28 dias de cura

Ao comparar os difractogramas de raios X da Figura 4.44 entre eles, são observadas diferenças no nível de intensidade de alguns picos. Em geral, os picos de caulinita, muscovita (mica/ilita, ilita) e de quartzo apresentam menores intensidades nas amostras com 5% de cal calcítica em relação à adição de 5% de cal dolomítica; o que indica que houve maior consumo da sílica e/ou alumina presentes nesses minerais pela cal calcítica. Dessa forma, constata-se a ocorrência de reações pozolânicas e que o nível de intensidade foi mais significativo quando da adição de cal calcítica. As diferenças nos picos quartzo encontrados nos DRX com cal calcítica e dolomítica demonstraram que esse também reagiu com a cal, porém em menor intensidade do que os demais minerais.

Quanto ao surgimento de novas fases nas misturas de Argissolo e cal, foram identificados picos de portlandita, de C-S-H e de C-A-H. Os silicatos e aluminatos de Cálcio hidratados (C-S-H e

C-A-H) correspondem à géis amorfos que ligam a matriz do solo, de modo que o surgimento dessas fases indica a ocorrência das reações pozolânicas entre os minerais do solo e óxido de Cálcio da cal. A portlandita, por sua vez, é o hidróxido de Cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) que está na forma cristalina e, portanto, ainda não reagiu com os minerais do solo. Como abordado por Eades e Grim, (1962), pode-se presumir que as reações continuem ocorrendo enquanto estiver  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  disponível.

#### 4.6.2 Mineralogia do Latossolo

Na Figura 4.45 são apresentados os difratogramas de raios X das misturas de Latossolo com 5% de cal dolomítica (5% CD) e 5% de cal calcítica (5% CC). As amostras de solo e cal foram compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias antes da realização das análises.

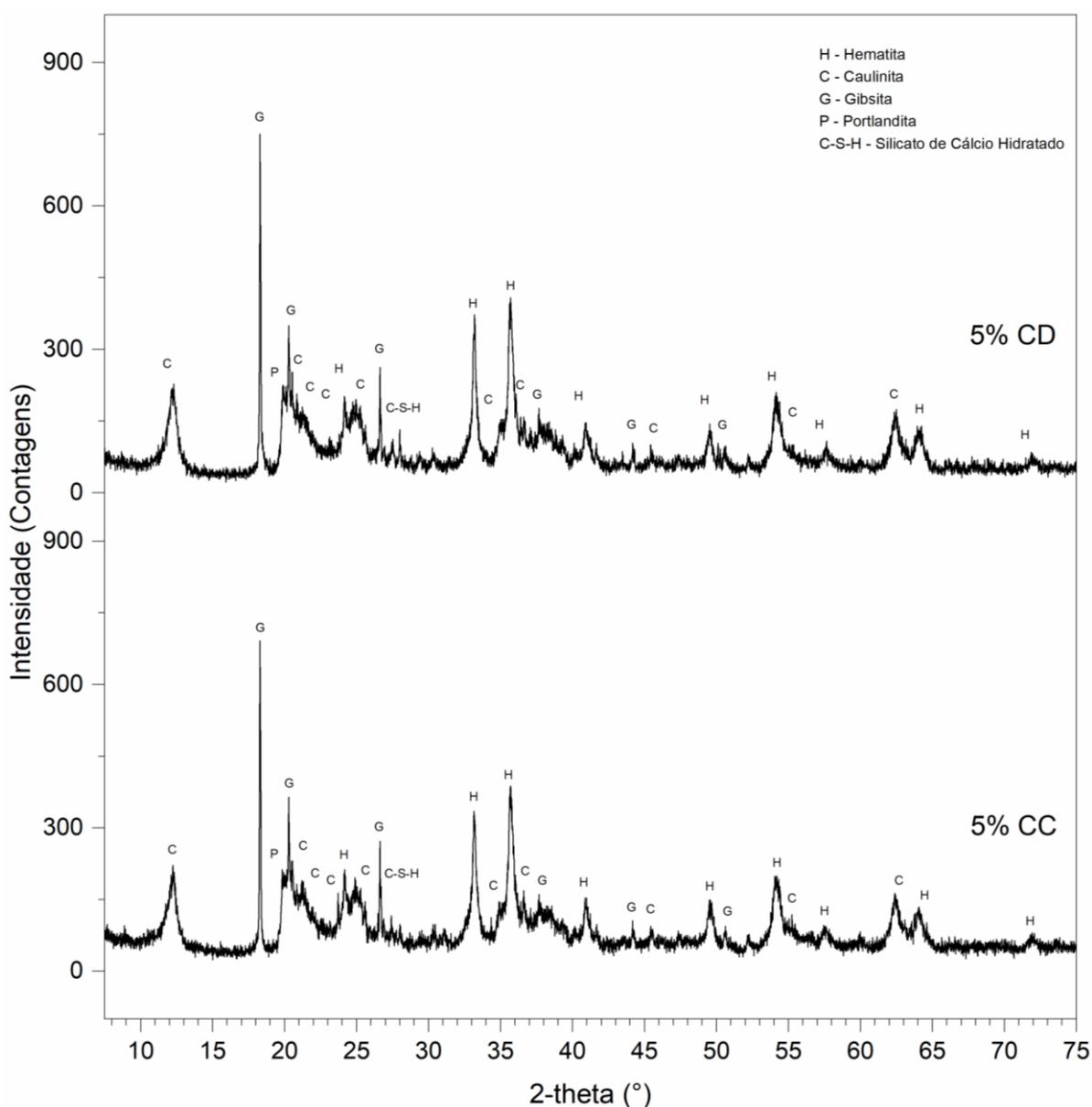


Figura 4.45: Difratogramas de raios X das misturas de Latossolo e 5% de cal com 28 dias de cura

Nos difratogramas de raios X da Figura 4.45, percebe-se que o pico de maior intensidade corresponde à gibsita, que vai ao encontro do observado para o Latossolo natural, cujo DRX é apresentado no apêndice A. Da mesma forma, percebe-se uma certa constância na relação entre os picos dos minerais, considerando cada difratograma individualmente (solo natural, com 5% de cal dolomítica e com 5% de cal calcítica). Devido à impossibilidade de se comparar as intensidades das fases do solo natural e do solo com cal, não é possível prever o quanto foi consumido pela cal. Porém, o aparecimento da fase de C-S-H indica que ocorreram reações pozolânicas entre os minerais e a cal para o tempo de cura de 28 dias. Além disso, foi identificada a fase de portlandita, que indica que as reações devem continuar ocorrendo.

Ainda, existe a possibilidade de se compararem os difratogramas da Figura 4.45 entre eles. De modo geral, as intensidades das fases são muito próximas quando da estabilização do Latossolo com cal calcítica e com cal dolomítica. Porém, a partir do relatório gerado nas análises é possível identificar pequenas diferenças nas intensidades dos minerais, de modo que algumas fases apresentam intensidades levemente inferiores quando da adição de cal calcítica em relação à dolomítica. Tal resultado demonstra que as reações pozolânicas entre o Latossolo e a cal calcítica aconteceram com nível de intensidade levemente superior à cal dolomítica.

#### 4.6.3 Síntese das análises mineralógicas

Os difratogramas de raios X analisados demonstraram o surgimento de produtos cimentantes nas misturas de solo e cal, que foram proporcionados pelo consumo dos minerais do solo pela cal. Quando da estabilização do Argissolo, foi possível identificar o efeito do tipo de cal, já que as intensidades dos picos dos minerais são menores para as misturas com cal calcítica do que com a adição de cal dolomítica; assim como os produtos das fases cimentantes, que são mais evidentes nos difratogramas com cal calcítica. Essas mesmas diferenças foram observadas no caso da estabilização do Latossolo com cal, porém com menor significância.

Destaca-se que os resultados das análises mineralógicas vão ao encontro dos resultados de comportamento mecânico, em que maiores resistências e rigidezes foram obtidas quando da estabilização do Argissolo, em relação ao Latossolo. Convergindo com o abordado por Akula e Little (2020), que descrevem que o aumento na resistência é amplamente atribuído a formação do C-S-H e do C-A-H. Acredita-se que o nível de intensidade das reações pozolânicas pode ser relacionado à quantidade de sílica e alumina disponíveis, que é significativamente maior no Argissolo (83%), em comparação ao Latossolo (49%). Além disso, os resultados de resistência e de comportamento tensão-deformação demonstraram que o efeito do tipo de cal foi mais significativo para as misturas com o Argissolo do que com o Latossolo.

### 4.7 SÍNTESE DA ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS EXPERIMENTALMENTE

Os resultados obtidos a partir dos ensaios laboratoriais realizados possibilitaram compreender os efeitos da adição de cal calcítica e dolomítica aos solos estudados. É possível afirmar que os três solos reagiram com as cales, já que foram identificadas alterações nas propriedades

estudadas. Verificou-se que a intensidade com que ocorreram as reações pode ser relacionada a algumas características dos solos.

Os resultados alcançados pelas misturas de Argissolo e cal demonstraram que o mesmo apresenta alta reatividade à cal. Na definição dos teores de cal se observou que a adição de 2% de cal, independentemente se calcítica ou dolomítica, resultou no pH de 12,4, de forma que foram adotados os teores de 3 e 5% de cal. Devido à baixa plasticidade do mesmo, não foram observadas alterações significativas nos limites de Atterberg. Considerando o método de Thompson, verificou-se que a adoção de teores acima de 3% de cal calcítica e de 5% de cal dolomítica demonstram que o solo é reativo à cal. Considerando os critérios de resistência à compressão simples adotados internacionalmente, previamente apresentados na Tabela 4.14, verificou-se que a adoção desses teores permitem o uso do material na sub-base de pavimentos. Elevando-se o teor de cal calcítica para 5% possibilita a adoção também como base. A adição de 3% de cal dolomítica, por outro lado, permite seu uso como reforço de subleito, mesmo essa sendo classificada como não reativa pelo critério de Thompson. Ao adotar a energia modificada na compactação dos corpos de prova, verifica-se que aos 28 dias de cura são obtidos elevados valores de RCS, de modo que considerando os critérios de resistência adotados internacionalmente, independentemente do teor e do tipo de cal, a mistura de Argissolo e cal pode ser utilizada como base de pavimentos.

A reatividade foi confirmada pelos ensaios mineralógicos realizados, em que se observou a formação de produtos cimentantes, bem como a redução dos picos dos minerais do solo. Acredita-se que a alta reatividade se deve ao alto teor de alumina e sílica (83%) do solo, que reagiram com o óxido de Cálcio das cales e formaram produtos cimentantes. Outro ponto a destacar é o alto teor de alumínio trocável apresentado pelo Argissolo. Ainda, atenção deve ser dada às seguintes características químicas do solo: teor de Fósforo, de Potássio, capacidade de troca catiônica e alumínio trocável saturação por bases. Para todas elas, ao comparar o Argissolo com os demais solos, foram obtidos os menores valores.

A adição de cal ao Luvisolo demonstrou que o mesmo pode ser apenas melhorado pela cal, já que foi possível reduzir sua plasticidade e os aumentos de resistência e rigidez identificados foram pequenos. Mesmo sendo um solo fino com teores de alumina e sílica consideráveis (61%), acredita-se que a presença de quartzo, aliada às características químicas, pode ter prejudicado o desenvolvimento das reações pozolânicas. Quanto às características químicas, foram observados os maiores valores para Potássio, Fósforo, CTC e saturação por bases, em relação aos outros solos de estudo, além de não apresentar alumínio trocável. Outro ponto a destacar é a presença de matéria orgânica em teor superior a 1%, que pode indicar a necessidade de teores mais elevados de cal, conforme reportado pela National Lime Association (2004). Pelos critérios de RCS observa-se que o seu uso fica limitado ao reforço do subleito de pavimentos quando da adição de no mínimo 3% de cal calcítica e de 5% de cal dolomítica. O método do pH nesse caso, auxiliou na determinação dos teores para melhoramento do solo e não para a estabilização do mesmo. Ainda, considerando o critério de Thompson, o solo pode ser apenas “melhorado” pela cal.

Foi possível observar efeitos benéficos quando da adição das cales ao Latossolo, porém, com menor intensidade do que as verificadas para o Argissolo. Iniciando pelos parâmetros de compactação, em que se esperaria a redução da massa específica aparente seca máxima e o aumento do teor de umidade ótimo quando da incorporação de cal, verificou-se que tal comportamento só foi observado quando da adição de 5% de cal calcítica. Os resultados obtidos pelo método do pH demonstraram que a partir de 3% de cal calcítica e de 5% de cal dolomítica já seria possível estabilizar o solo, em virtude da obtenção do pH de 12,4. Todavia, verifica-se uma tendência à estabilização dos valores de pH a partir de 5% de cal calcítica e de 7% de cal dolomítica. Observando-se os resultados de comportamento mecânico, comprova-se que o Latossolo reagiu com a cal em virtude das resistências obtidas, principalmente com 5% de cal calcítica, cujos resultados de RCS, RTF e MEF foram bastante superiores aos obtidos para as demais misturas. Ainda, pelos critérios de resistência expostos, é possível empregar as misturas de Latossolo e cal na base de pavimentos.

Comparando-se com os resultados das análises mineralógicas e comportamento resistência-deformação obtidos pelo Latossolo com o Argissolo quando compactado na energia modificada, percebe-se que a intensidade das reações pozolânicas foram substancialmente menores para as mesmas cales e teores estudados. Esse comportamento pode ser relacionado aos teores de sílica e alumina (49%), que são bastante inferiores aos encontrados no Argissolo (83%), além do menor teor de alumínio trocável ( $0,8 \text{ cmol/dm}^3$ ), em comparação ao Argissolo ( $1,2 \text{ cmol/dm}^3$ ). Com relação às características químicas mencionadas, o mesmo apresentou resultados intermediários de Potássio, Fósforo, CTC e saturação por bases, em comparação aos demais solos.

Com relação aos fatores controláveis estudados, os mesmos se mostraram significativos para os solos de estudo. É perceptível a melhora nos parâmetros mecânicos quando da adição do nível alto de cal (5%) em relação ao baixo (3%), o que se torna mais evidente, conforme se eleva o tempo de cura. Tal comportamento está relacionado ao consumo da cal para o desenvolvimento das reações cimentantes. Maiores tempos de cura levaram a misturas mais resistentes e rígidas, e a adição de cal calcítica proporcionou melhor comportamento do que o uso da cal dolomítica.

Os melhores resultados obtidos pela adição de cal calcítica podem ser relacionados às características químicas e físicas da mesma, em comparação com a cal dolomítica. Como características químicas, destaca-se o teor de óxido de Cálcio, presente em 73% na cal calcítica e em 45% na cal dolomítica. Os íons de cálcio se combinam com a sílica e alumina do solo, formando aluminatos e silicatos hidratados de cálcio, como os observados nos resultados mineralógicos das misturas solo-cal. Em relação às características físicas, destaca-se o tamanho das partículas, de modo que, a cal calcítica, por ser mais fina, apresenta maior área superficial exposta, elevando a taxa de dissolução da cal. Outro ponto faz referência à massa unitária. Quanto mais leves forem as partículas de cal, maior a quantidade e o volume das mesmas em uma determinada massa. Como a dosagem é realizada em termos de massa, e a cal calcítica é mais leve do que a dolomítica, logo têm-se mais partículas de cal para um determinado teor.

Quanto à determinação do módulo de resiliência, realizada para as misturas de Argissolo e Luvissole com cal compactadas na energia normal, cabe acrescentar que foi observado que o modelo composto é o de melhor representatividade para as misturas e materiais estudados. A partir dos parâmetros do modelo, foi possível identificar o comportamento das misturas quanto às tensões aplicadas. Dessa forma, foi verificado que o MR aumenta com o confinamento da mistura e reduz com o aumento da tensão desvio.

A partir dos ensaios de RTF, realizados para todas as misturas de estudo considerando a cura de 28 dias, além da resistência à tração na flexão, foi possível determinar o módulo de elasticidade na flexão, bem como a deformação na ruptura. As mesmas observações realizadas quanto aos efeitos da energia de compactação, teor e tipo de cal são válidas para os resultados de RTF e de MEF observados. Com relação à deformação na ruptura, essa não se mostrou dependente dos fatores controláveis do estudo. Em geral, as deformações na ruptura das misturas, foram próximas a 200 microstrain. Ainda, foi possível obter uma relação linear significativa entre o MR e o MEF para as misturas consideradas modificadas pela Austroads (2002), ou seja, resistências inferiores à 1 MPa aos 28 dias de cura. Para essas, observou-se que o MEF corresponde à 3 vezes o MR.

Para o Argissolo foi possível realizar estudos adicionais. Primeiramente se verificou o efeito da energia de compactação, de modo que o emprego da energia modificada proporcionou aumentos significativos de resistência (RCS, RCD e RTF) e de rigidez (MEF), em comparação com a aplicação da energia normal.

Também foi observado o que acontece quando da imersão prévia em água. Em geral, verificou-se uma queda da resistência entre 10 e 40%. Porém, foi observada uma variação nos resultados obtidos decorrentes dos efeitos controláveis considerados (energia de compactação, tempo de cura, tipo e teor de cal). Foi confirmado o que já havia sido relatado por Little (1999), que o efeito da imersão depende da intensidade de ocorrência de reações pozolânicas anterior ao início do período de imersão. No caso as reações cimentantes na mistura com 3% de cal dolomítica não foram suficientes aos 7 dias, de modo que o corpo de prova desagregou no momento da imersão. Por outro lado, quando da adição de 5% de cal calcítica, para três das quatro misturas estudadas, a imersão das mesmas proporcionou um aumento da RCS.

Os resultados de durabilidade, realizados com misturas de Argissolo e cal compactadas na energia modificada, permitiram identificar esse mesmo problema com as misturas com 3% de cal dolomítica. Depois de 14 dias de cura e 24 horas de secagem, as amostras foram imersas em água para a realização do ciclo de umedecimento, mas não resistiram. Também foi verificado que para as demais misturas, mesmo apresentando altas resistências depois da imersão (acima de 1,5 MPa), as mesmas não passaram pelo critério de durabilidade sugerido por Marcon (1977), que é de 80%. Lembrando que a durabilidade é representada pela relação entre as resistências das amostras que são submetidas aos ciclos de umedecimento e secagem e aquelas que permanecem em cura úmida. Por isso, se sugere a utilização de valores mínimos e não de quocientes já que esses são dependentes da resistência sem a submissão aos ciclos.

Um ponto bastante discutido na literatura em relação à estabilização de solos com cal é o tempo necessário para que ocorram as reações pozolânicas, que são responsáveis pelos aumentos significativos de resistência, rigidez e durabilidade. Isso foi constatado nessa pesquisa observando-se a evolução da resistência e da rigidez com o tempo de cura. Dessa forma, as camadas de solo-cal provavelmente vão melhorar suas características com o passar do tempo, proporcionando melhor comportamento estrutural.

## **5 APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS OBTIDOS NO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE PAVIMENTOS SEMIRRÍGIDOS**

Os resultados experimentais permitiram a realização de análises mecánísticas de pavimentos com camadas de solos melhorados ou estabilizados pela cal. Com intuito de compreender e quantificar o efeito da inclusão dessas camadas, na sequência são apresentadas e discutidas as análises realizadas. Ainda, como existem muitas incertezas no dimensionamento de pavimentos que incluem camadas de solos tropicais estabilizados pela cal, foi desenvolvido um guia para pré-dimensionamento dessas estruturas.

### **5.1 ANÁLISES MECANÍSTICAS DE PAVIMENTOS COM CAMADAS DE SOLO-CAL**

Para realizar as análises mecánísticas foram definidas estruturas representativas de pavimentos destinados a suportar distintos volumes de tráfego, conforme abordado no item 3.2.9. Na sequência são apresentadas as características dos materiais empregados. Logo após, são apresentados os resultados das análises, que foram realizadas considerando-se cada estrutura individualmente, sendo que as principais conclusões são sintetizadas ao final.

#### **5.1.1 Características dos materiais empregados**

Definidas as estruturas, o próximo passo foi selecionar os materiais das outras camadas. Dessa forma, optou-se pela adoção de um revestimento de concreto asfáltico de granulometria contínua com ligante convencional, CAP 50-70, estudado por Godoi (2017) e de uma brita graduada simples (BGS) para a base granular, estudada por Malysz (2009). Os demais materiais, sendo eles as misturas solo-cal para emprego como base/sub-base e os solos como material de subleito, são os estudados nesta pesquisa. As características dos materiais utilizados nas diferentes camadas das estruturas estão sintetizadas na Tabela 5.1.

As características mostradas na Tabela 5.1 são parâmetros de entrada no *software* empregado nas análises. Ressalta-se que no caso da BGS, os parâmetros correspondem ao modelo composto. Os coeficientes de Poisson são sugeridos pelo *software* AEMC.

Tabela 5.1: Características dos materiais utilizados nas análises mecânicas - Parâmetros de entrada no *software* AEMC

Emprego	Material	Massa específica - $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	Módulo (MPa)			Coeficiente de Poisson - $\mu$	
			Linear	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>		k <sub>3</sub>
Revestimento	CA CAP 50/70*	2,41	3032	-	-	-	0,30
Base granular	BGS**	2,65	-	2303	0,2228	0,7593	0,35
Base ou sub-base cimentada	PVA-EN-3CD	1,95	519	-	-	-	0,20
	PVA-EN-5CD	1,92	1149	-	-	-	0,20
	PVA-EN-3CC	1,91	1262	-	-	-	0,20
	PVA-EN-5CC	1,92	2457	-	-	-	0,20
	PVA-EM-3CD	2,13	2017	-	-	-	0,20
	PVA-EM-5CD	2,11	2913	-	-	-	0,20
	PVA-EM-3CC	2,11	3772	-	-	-	0,20
	PVA-EM-5CC	2,09	4840	-	-	-	0,20
	TX-EN-3CD	1,85	327	-	-	-	0,20
	TX-EN-5CD	1,82	611	-	-	-	0,20
	TX-EN-3CC	1,83	682	-	-	-	0,20
	TX-EN-5CC	1,82	903	-	-	-	0,20
	LV-EM-3CD	2,02	823	-	-	-	0,20
	LV-EM-5CD	2,01	969	-	-	-	0,20
	LV-EM-3CC	2,00	1047	-	-	-	0,20
	LV-EM-5CC	1,98	1499	-	-	-	0,20
Subleito	PVA-EN	1,97	-	113	0,232	-0,297	0,40
	TX-EN	1,84	-	34	-0,063	-0,398	0,40
	LV-EN	1,82	-	200	0,431	-0,280	0,40

\* GODOI (2017)

\*\* MALYSZ (2009)

As respostas estruturais calculadas com o AEMC foram empregadas nos modelos do SAMDM (SOUTH AFRICAN NATIONAL ROADS AGENCY LIMITED, 2014). Para as camadas granulares, que podem sofrer ruptura por cisalhamento, é preciso conhecer os parâmetros de resistência, que para a BGS considerada são: ângulo de atrito de 60° e intercepto coesivo de 71 kPa (MALYSZ, 2009). Para a análise de fissuração por fadiga e o esmagamento de camadas cimentadas, as características necessárias são a deformação na ruptura e a resistência à compressão simples, respectivamente. Tais características são apresentadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Características dos materiais consideradas nas análises mecánísticas

<b>Material</b>	<b>RCS<sub>28dias</sub> (MPa)</b>	<b><math>\epsilon_{ruptura}</math> (microstrain)</b>
PVA-EN-3CD	0,53	298
PVA-EN-5CD	0,77	189
PVA-EN-3CC	0,79	187
PVA-EN-5CC	1,09	173
PVA-EM-3CD	1,84	209
PVA-EM-5CD	2,23	200
PVA-EM-3CC	2,93	207
PVA-EM-5CC	3,40	213
TX-EN-3CD	0,29	170
TX-EN-5CD	0,50	149
TX-EN-3CC	0,41	192
TX-EN-5CC	0,50	270
LV-EM-3CD	1,36	221
LV-EM-5CD	1,59	210
LV-EM-3CC	1,32	174
LV-EM-5CC	2,17	196

### 5.1.2 Análises das estruturas

Com a definição das estruturas e a caracterização dos materiais constituintes, foram realizadas as análises mecánísticas. Para cada estrutura obteve-se o volume de tráfego que essa é capaz de suportar, caracterizado por um número  $N_{AASHTO}$ , associado a determinado mecanismo de ruptura. Procurou-se estimar como os materiais se comportam nas diferentes estruturas e se há efeito significativo dos fatores controláveis de estudo nesse comportamento. Ademais, a comparação entre esses resultados e os correspondentes a estruturas ditas de referência (com base e sub-base granulares), permitiu inferir o efeito da inclusão de camadas de solos tratados com cal no desempenho global do pavimento. Para otimizar os resultados obtidos nessas análises, optou-se por dividi-las conforme estruturas apresentadas na Figura 3.10, de modo que os resultados são apresentados considerando três espessuras para as camadas cimentadas, sendo que o efeito da espessura (variação a cada 2 cm) é abordado no item 5.2. Ainda, no apêndice E deste trabalho são apresentados os valores obtidos para os parâmetros considerados no mecanismo de degradação crítico, assim como o  $N_{AASHTO}$  resultante de cada estrutura considerada das análises realizadas na sequência.

#### 5.1.2.1 Análises da estrutura A

A estrutura A é uma estrutura semirrígida invertida com tratamento superficial. Dessa forma, os mecanismos de ruptura verificados para as estruturas com camada de solo-cal foram: cisalhamento da base granular (CB), esmagamento avançado da sub-base cimentada (ES), fadiga da sub-base cimentada (FS) e deformação permanente do subleito (DP). Quando se considerou a estrutura dita de referência (base granular), as verificações feitas considerando a

base cimentada foram substituídas pela verificação da segurança quanto à ruptura por cisalhamento da sub-base granular (CS).

É importante destacar que quando o mecanismo de ruptura é a fadiga da camada cimentada, seja ela base ou sub-base, o  $N_{AASHTO}$  crítico resultante das análises não significa incapacidade total do pavimento continuando proporcionando condições de tráfego, já que a camada cimentada totalmente fissurada assume um comportamento equivalente ao de um material granular, como observado no item 2.8.2. O mecanismo de degradação predominante passaria a ser o cisalhamento das camadas granulares (base ou sub-base) ou a deformação permanente do subleito, com o que haveria um acréscimo no valor de  $N_{AASHTO}$  calculado em função da fadiga da base cimentada. No estágio atual da pesquisa não se dispõe de módulos de camadas de solos tratado com cal completamente fissuradas; assim, trabalhando-se a favor da segurança, não foi considerado esse acréscimo.

Inicia-se pela análise de pavimento com sub-base de Argissolo com cal compactada na energia normal. Apresentam-se na Figura 5.1 os números  $N_{AASHTO}$  críticos obtidos para as diversas composições; uma delas com sub-base em BGS (granular) e as demais considerando camadas de Argissolo tratados com as duas cales (dolomítica e calcítica) e nos teores estudados (3 e 5%). As siglas apresentadas acima dos resultados de número  $N_{crítico}$  identificam os mecanismos de degradação que devem levar à ruptura do pavimento, sendo ES, o esmagamento avançado da sub-base e DP, a deformação permanente do subleito.

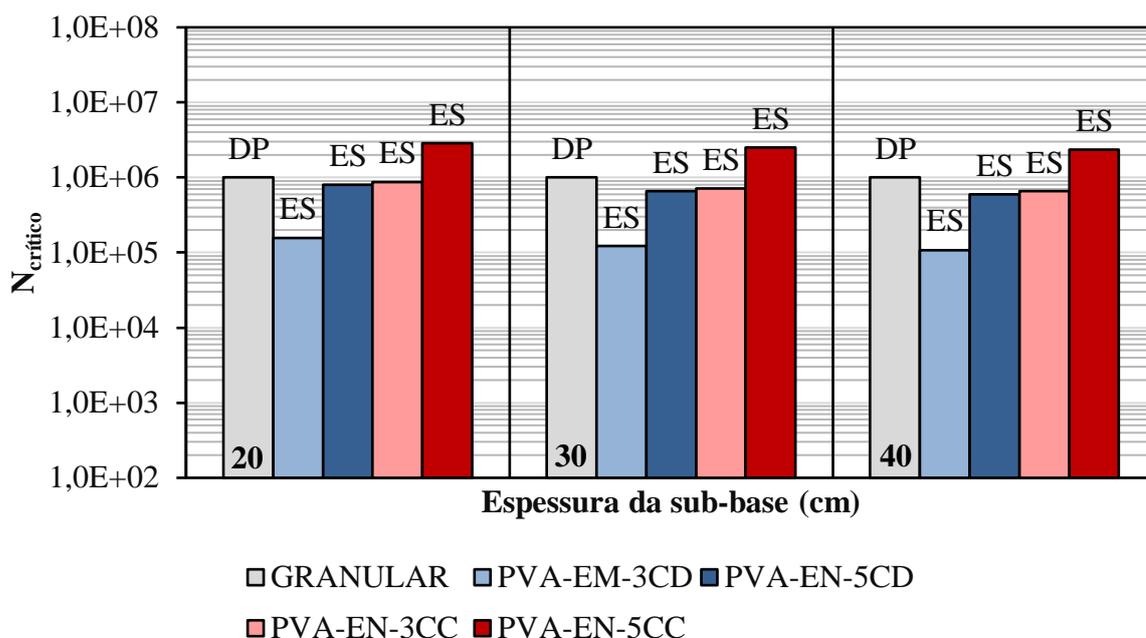


Figura 5.1: Resultados das análises mecânicas da estrutura A com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia normal e subleito em Argissolo natural

Na Figura 5.1 constata-se que o mecanismo de degradação correspondente ao menor número  $N_{AASHTO}$  das estruturas invertidas foi o esmagamento avançado da sub-base cimentada. Como o revestimento dessa estrutura é tratamento superficial, as tensões verticais de compressão no

topo da sub-base cimentada (apenas 17 cm abaixo do plano de aplicação do carregamento) são muito elevadas. As resistências à compressão simples das misturas empregadas na sub-base são relativamente baixas, por terem sido compactadas na energia normal. Uma vez que a tensão vertical atuante no topo da camada cimentada não é afetada pela espessura dessa, a alteração da sua espessura não afeta os resultados; por isso não há diferença significativa entre os valores de  $N_{AASHTO}$  correspondentes às espessuras de sub-base cimentada.

Em contrapartida, o mecanismo de ruptura para a estrutura referência (sub-base granular) é a deformação permanente do subleito, de modo que quanto maiores as espessuras das camadas acima do mesmo, menores as tensões que chegam no topo dessa camada e, conseqüentemente, menor a deformação vertical. Percebe-se que o  $N$  obtido ao empregar sub-base de Argissolo com 5% de cal calcítica é superior ao  $N$  da estrutura referência; sendo que as outras estruturas apresentaram pior desempenho. Cabe destacar que é perceptível o efeito dos fatores controláveis, já que o emprego da cal calcítica na sub-base resultou em melhor comportamento do que o uso da cal dolomítica. Também o teor mais elevado de cal (5%) resulta em maior  $N_{AASHTO}$ .

Para espessuras da sub-base de 30 e 40 cm, percebeu-se que o modelo de deformação permanente do subleito do SAMDM (SOUTH AFRICAN NATIONAL ROADS AGENCY LIMITED, 2014) gera valores de  $N_{AASHTO}$  na estrutura com sub-base granular da ordem de  $1 \times 10^7$  ou mais. Tais valores parecem exagerados para uma estrutura puramente flexível com revestimento em tratamento superficial. Por isso, na Figura 5.1 adotou-se  $10^6$  como valor limite. Constata-se também para as estruturas com espessuras maiores de sub-base que a substituição de material granular por camada de Argissolo com cal, compactada na energia normal, não representou vantagem no desempenho global do pavimento.

Os resultados das análises considerando como sub-base uma camada de Argissolo com cal compactada na energia modificada são apresentados na Figura 5.2. Os mecanismos de degradação críticos são identificados pelas siglas: esmagamento avançado da sub-base cimentada (ES), fadiga da sub-base cimentada (FS) e deformação permanente do subleito (DP).

Na Figura 5.2 é possível observar que os números  $N_{AASHTO}$  obtidos para as estruturas com sub-base cimentada são bastante superiores (entre 7 e 123 vezes) àqueles da Figura 5.1. Mais uma vez, evidencia-se o efeito benéfico de se compactarem as camadas tratadas com cal na energia modificada.

Outro ponto a considerar é com relação aos mecanismos de ruptura observados. Para grande parte das estruturas estudadas, o  $N_{AASHTO}$  crítico corresponde ao mecanismo de degradação fadiga da sub-base cimentada. À medida que aumenta a espessura da sub-base, as tensões de tração que chegam à sua fibra inferior, bem como as deformações associadas diminuem, resultando em maiores vidas de fadiga da sub-base estabilizada. Portanto comprova-se que a espessura da sub-base tem efeito significativo no desempenho global desses pavimentos. Ainda, quando a espessura da sub-base de solo estabilizado com cal aumenta de 30 para 40 cm, para todas as misturas, exceto a com 5% de cal calcítica, o mecanismo de degradação crítico passa

a ser o esmagamento avançado da sub-base cimentada e a espessura dessa deixa de ter importância (os valores de N são os mesmos).

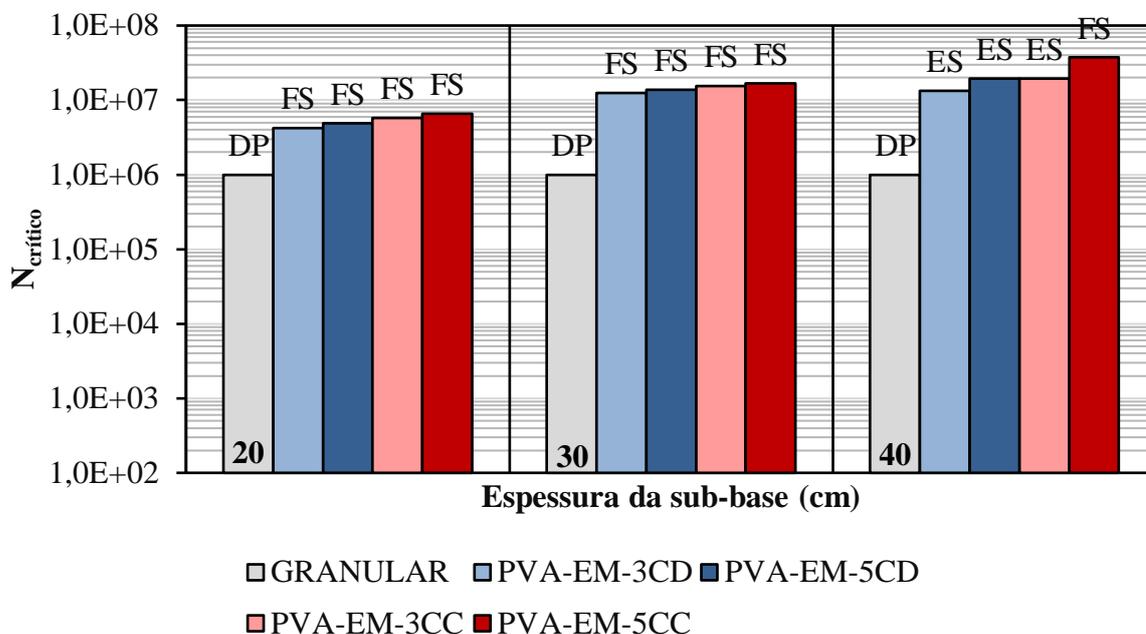


Figura 5.2: Resultados das análises mecânicas da estrutura A com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia modificada e subleito em Argissolo natural

Dando continuidade às análises, na Figura 5.3 são apresentados os resultados obtidos para as estruturas A com Luvissole. As siglas apresentadas acima dos resultados de número N identificam os mecanismos de degradação que devem levar à ruptura do pavimento, sendo ES, o esmagamento avançado da sub-base e DP, a deformação permanente do subleito. Destaca-se que a limitação do  $N_{AASHTO}$  da estrutura granular em  $1 \times 10^6$  foi mantida.

Na Figura 5.3 se percebe que é prejudicial substituir-se a sub-base de BGS por uma camada de Luvissole melhorado com cal, pois a vida do pavimento foi consideravelmente reduzida. O mecanismo de ruptura das estruturas com sub-base em solo-cal é o esmagamento da camada cimentada, da mesma forma que ocorreu com as estruturas em sub-base de Argissolo e cal, compactadas na energia normal. Tal comportamento era esperado em função das baixas resistências à compressão simples das misturas Luvissole e cal, nenhuma delas superior a 0,5 MPa. Menores resistências representam menos solicitações admissíveis.

Nas misturas com 5% de cal, que independentemente do tipo, apresentaram a mesma resistência à compressão simples aos 28 dias (0,5 MPa), observa-se que o N é um pouco superior para as estruturas com cal dolomítica. Isso ocorre, porque essa mistura é menos rígida do que aquela com cal calcítica, fazendo com que a relação entre os módulos da base e da sub-base seja menor e, portanto, reduzindo a tensão que chega ao topo dessa camada.

Quanto aos fatores controláveis, observa-se que a espessura da sub-base não é significativa, já que o mecanismo de degradação é o esmagamento da camada cimentada. O teor de cal tem efeito significativo, de modo que a adição de 5% de cal resulta em maiores N. O tratamento do

Luvissolo com 5% de cal dolomítica gerou maiores valores de N do que com o mesmo teor de cal calcítica; entretanto, observa-se o contrário quando da adição de 3% de cal. De modo geral, percebe-se que para as estruturas analisadas, o emprego de Luvissolo melhorado com cal na camada de sub-base resulta em piores resultados do que a solução de referência (sub-base granular), devendo ser evitado.

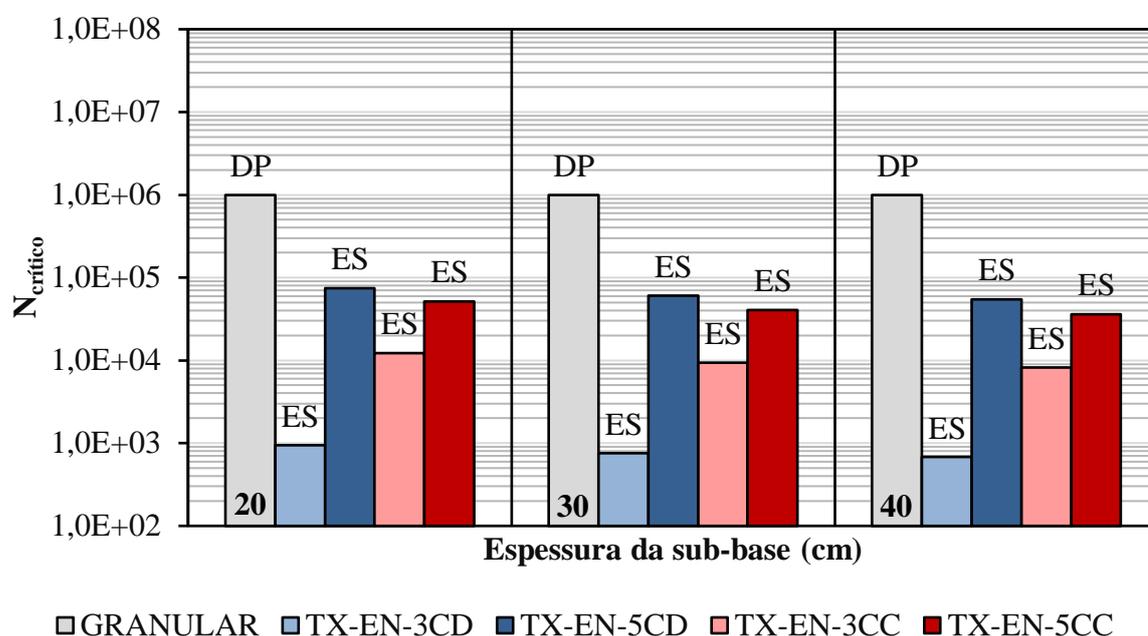


Figura 5.3: Resultados das análises mecânicas da estrutura A com sub-base em Luvissolo com cal compactada na energia normal e subleito em Luvissolo natural

Finalizando as análises da estrutura A, na Figura 5.4 são apresentados os resultados obtidos quando do emprego de misturas de Latossolo e cal como sub-base. Os mecanismos de degradação são identificados pelas siglas: esmagamento avançado da sub-base cimentada (ES), fadiga da sub-base cimentada (FS) e deformação permanente do subleito (DP). Novamente, o número  $N_{AASHTO}$  das estruturas com sub-base granular foi limitado em  $1 \times 10^6$ .

Na Figura 5.4 percebe-se que os mecanismos de ruptura para as estruturas invertidas com sub-base de Latossolo tratado com cal, dependem da espessura da camada cimentada. Para espessuras menores de sub-base estabilizada o mecanismo crítico é a fadiga, mas à medida que se aumentam as espessuras da sub-base, o mecanismo de ruptura passa a ser o esmagamento avançado.

Observa-se que as misturas de Latossolo e cal proporcionam melhor desempenho global ao pavimento do que a BGS. Destaca-se que mesmo sendo menos rígida e menos resistente, a mistura de Latossolo com 3% de cal dolomítica tem melhor desempenho quanto à fadiga do que as misturas com 5% de cal dolomítica ou 3% de cal calcítica. Isso ocorreu porque a deformação na ruptura da mistura com 3% de cal dolomítica é maior, tolerando, assim, maiores deformações antes de romper. Já a mistura de Latossolo e 5% de cal calcítica teve o melhor desempenho à fadiga, devido ao módulo ser consideravelmente maior.

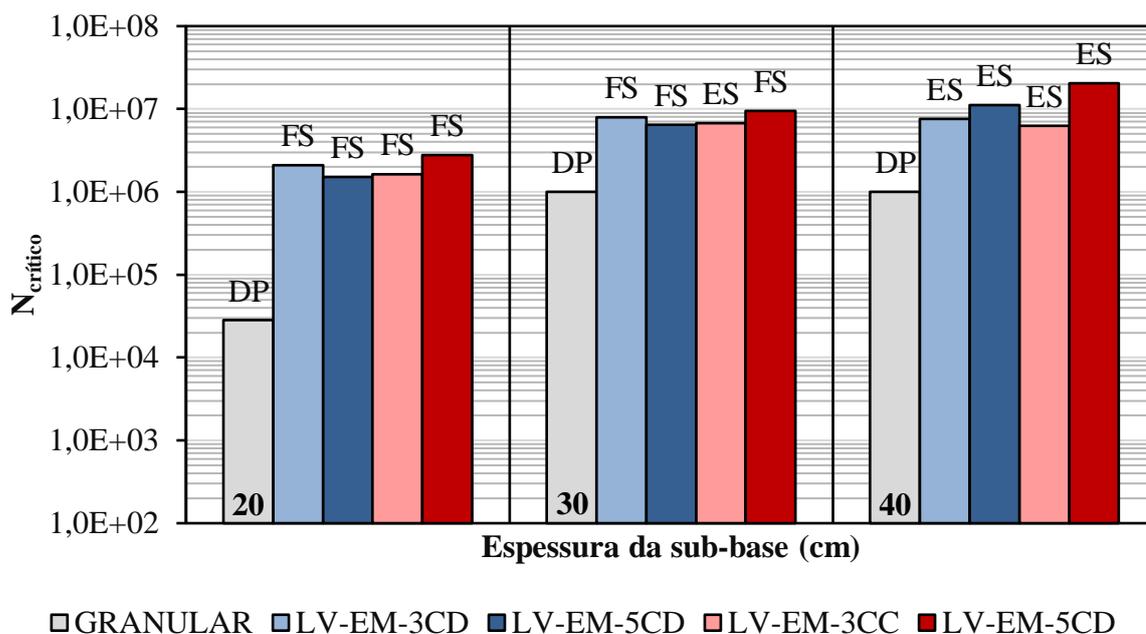


Figura 5.4: Resultados das análises mecânicas da estrutura A com sub-base em Latossolo com cal compactada na energia modificada e subleito em Latossolo natural

Constata-se também que o efeito da espessura da camada de sub-base no desempenho do pavimento está relacionado com o teor de cal empregado na mesma. De modo que para 3% de cal calcítica ou dolomítica, há diferença significativa entre 20 e 30 cm de sub-base, porém não há vantagem quando do aumento dessa para 40 cm. Quando da utilização de 5% de cal, é perceptível a vantagem proporcionada pela utilização de camadas mais espessas.

#### 5.1.2.2 Análises da estrutura B

Assim como a estrutura A, a estrutura B apresenta revestimento em tratamento superficial, com a diferença que as camadas de base e de sub-base são constituídas de solo-cal, resultando em uma estrutura semirrígida. Sendo assim, os mecanismos de degradação analisados foram: esmagamento avançado da base (EB) e da sub-base cimentada (ES), fadiga da base (FB) e da sub-base cimentada (FS), deformação permanente do subleito (DP), além cisalhamento da base (CB) e da sub-base granular (CS) para a estrutura de referência. Destaca-se, novamente, que no caso da fadiga das camadas cimentadas, considera-se como  $N$  crítico aquele para o qual a camada mais afetada está completamente fissurada, sem considerar o acréscimo de tráfego que o pavimento ainda poderia receber, com a camada cimentada na condição equivalente à granular.

Na estrutura semirrígida, a base cimentada se encontra apenas 2 cm abaixo do revestimento; razão pela qual as tensões geradas pelas passagens dos veículos chegam quase integralmente ao topo da base. Se as camadas cimentadas forem compactadas na energia normal, as tensões geradas pela passagem dos veículos de carga são muito próximas às resistências à compressão simples. Por exemplo: todas as misturas de Luvisolo com cal apresentam resistências inferiores a 0,56 MPa (considerada como tensão de contato pneu-pavimento, nas análises). Todas as

misturas com Argissolo e cal apresentam resistências superiores a 0,56 MPa, exceto aquela com 3% de cal dolomítica; contudo as tensões verticais no topo da base são muito elevadas, implicando que a base cimentada romperá por esmagamento avançado com a passagem de números de operação do eixo padrão muito reduzidos. Assim, em estruturas com revestimento em tratamento superficial o emprego de bases de solo-cal, compactadas na energia normal, mostra-se inadequado.

Pelo exposto, as análises mecánísticas da estrutura B comportarão unicamente camadas de Argissolo e Latossolo com cal, compactadas na energia modificada. Além disso, como o esmagamento avançado da base é o principal mecanismo de degradação, nas análises avaliaram-se camadas com espessuras variando a cada 5 cm. Portanto, os resultados apresentados correspondem às espessuras totais de 35; 45 e 55 cm (base e sub-base). Como relatado, adota-se a sub-base como camada de maior espessura.

Os resultados de análises obtidos para as misturas de Argissolo e cal são apresentados na Figura 5.5. Ressalta-se que as siglas correspondem aos mecanismos de degradação críticos, sendo EB o esmagamento avançado da base cimentada, FS a fadiga da sub-base cimentada e DP a deformação permanente do subleito. Destaca-se que o número  $N_{AASHTO}$  das estruturas com base sub-base granulares foi limitado em  $1 \times 10^6$ .

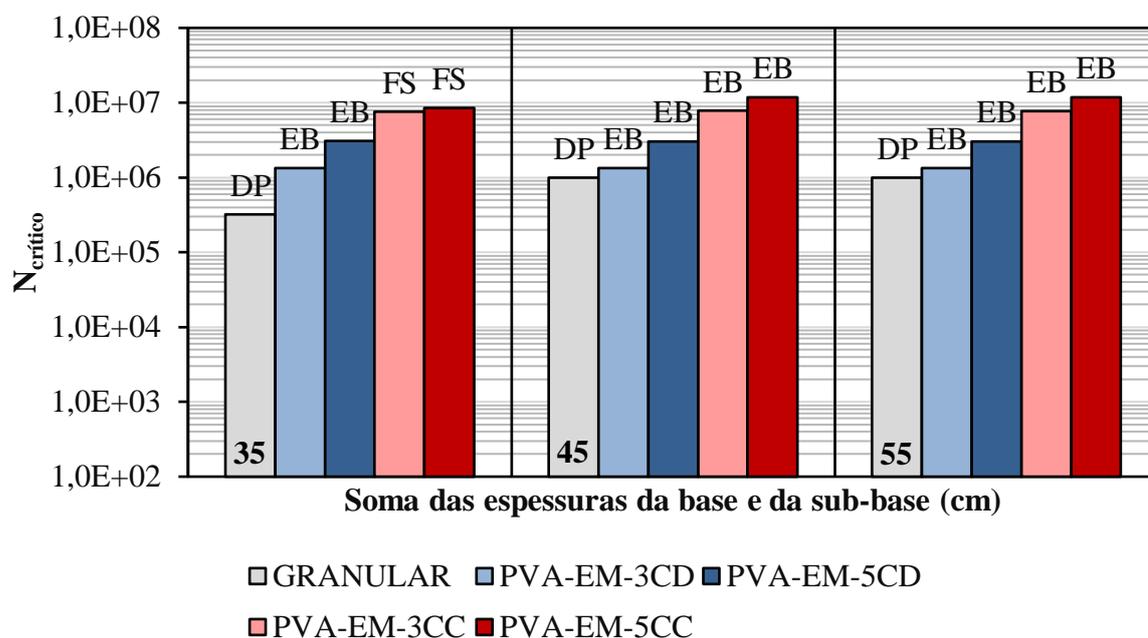


Figura 5.5: Resultados das análises mecánísticas da estrutura B com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas na energia modificada e subleito em Argissolo natural

Na Figura 5.5 observa-se que para a espessura combinada de base e sub-base igual a 35 cm, a adoção das camadas cimentadas em substituição às granulares é amplamente vantajosa, resultando em aumento de até mais de 26 vezes no número de solicitações admissíveis ( $N \approx 3,2 \times 10^5$  na estrutura com base granular contra  $N \approx 8,5 \times 10^6$  na estrutura com base de Argissolo estabilizado com 5% de cal calcítica). Verifica-se que quanto maior o teor de cal, maiores são

aumentos no volume de tráfego admissível; sendo o incremento mais notável na mistura com cal dolomítica.

Salienta-se que na estrutura B, com soma de espessuras de camadas cimentadas igual a 35 cm, os melhores resultados foram obtidos com misturas estabilizadas com cal calcítica, para as quais o mecanismo de degradação predominante é o trincamento por fadiga da sub-base cimentada. No caso das camadas de Argissolo estabilizado com cal dolomítica, o mecanismo de degradação predominante é o esmagamento da base cimentada.

Quando se aumenta a espessura total de camadas de base e sub-base para 45 cm, percebe-se aumento do volume de tráfego admissível (N) nas estruturas com misturas de Argissolo e cal calcítica. Esse aumento depende da porcentagem de cal acrescentada ao solo; sendo quase imperceptível (menos de 3%) na mistura com 3% de cal, mas alcançando quase 39% naquela com 5%. Observa-se, também, a mudança no mecanismo de degradação predominante, que passa a ser o esmagamento avançado da base cimentada. Como discutido anteriormente, se o mecanismo predominante for o esmagamento, a espessura da camada cimentada deixa de ser determinante. Assim, o incremento da espessura combinada de camadas cimentadas para 55 cm não resulta em aumento do volume de tráfego admissível.

Nas estruturas com base e sub-base granulares a ruptura deve ocorrer por deformação permanente do subleito, acontecendo um aumento muito significativo do volume de tráfego admissível (N), quando se aumenta a espessura de 35 para 45 cm. Porém, novamente o mesmo foi limitado em  $10^6$ , de forma os resultados obtidos pelas estruturas com base e sub-base cimentadas foram superiores aos obtidos pela estrutura referência.

Os resultados obtidos das análises realizadas com estruturas de base e sub-base de Latossolo estabilizado com cal são apresentados na Figura 5.6. Lembra-se que as siglas correspondem aos mecanismos de degradação críticos, sendo EB o esmagamento avançado da base cimentada e DP a deformação permanente do subleito. Novamente, o número  $N_{AASHTO}$  das estruturas com base sub-base granulares foi limitado em  $1 \times 10^6$ .

Como mostrado na Figura 5.6, nas estruturas com base e sub-base de Latossolo estabilizado com cal o mecanismo de ruptura é o esmagamento avançado da base; portanto, o volume de tráfego admissível nelas independe da espessura total de camadas cimentadas. Como os resultados são relacionados com a RCS, obtiveram-se valores similares de N para 3% de cal calcítica e dolomítica. Nas estruturas com camadas de Latossolo estabilizado com 5% de cal observa-se um maior valor de N quando se emprega a cal calcítica ( $2,7 \times 10^6$ ) em relação à dolomítica ( $6,3 \times 10^5$ ).

Para os três níveis de espessuras da Figura 5.6 o mecanismo de ruptura predominante nas estruturas puramente granulares é a deformação permanente no topo do subleito de Latossolo natural. Com a limitação do N em  $1 \times 10^6$ , percebe-se que apenas com 35 cm de BGS o mesmo é inferior ( $N \approx 1,1 \times 10^5$ ). Comparando as estruturas menos espessas, o emprego do Latossolo estabilizado com cal nas camadas de base e de sub-base resulta em melhores resultados do que a solução referência. Além disso, para espessuras combinadas de 45 cm e 55 cm, o volume de

tráfego admissível com base e sub-base de Latossolo estabilizado com 5% de cal calcítica ( $N \approx 2,7 \times 10^6$ ) supera o correspondente à estrutura puramente granular, que foi limitado em  $10^6$ .

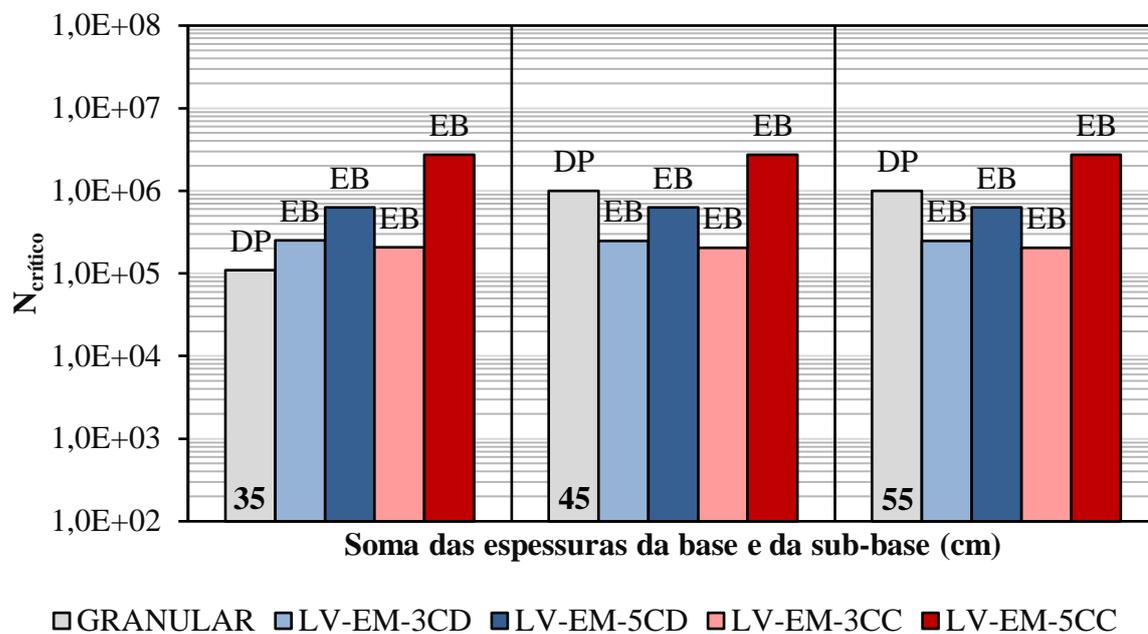


Figura 5.6: Resultados das análises mecânicas da estrutura B com base e sub-base em Latossolo com cal compactadas na energia modificada e subleito em Latossolo natural

### 5.1.2.3 Análises da estrutura C

A estrutura C é uma estrutura semirrígida invertida com revestimento de concreto asfáltico, nas espessuras de 5, 12,5 e 20 cm. Os mecanismos de degradação verificados foram: fadiga do revestimento asfáltico (FR), cisalhamento da base granular (CB), esmagamento avançado da sub-base cimentada (ES), fadiga da sub-base cimentada (FS) e deformação permanente do subleito (DP). Ainda, para a estrutura referência, foram desconsideradas as análises referentes à camada cimentada e incluída à verificação quanto ao cisalhamento da sub-base granular (CS). As mesmas considerações quanto à fadiga das camadas cimentadas realizadas para as outras estruturas são válidas e foram adotadas nas análises da estrutura C.

No caso das estruturas com sub-base em Argissolo com cal, inicia-se pelas análises com revestimento de 5 cm. Os resultados obtidos quando do emprego das energias normal e modificada na compactação da sub-base cimentada são apresentados na Figura 5.7.

Na Figura 5.7 percebe-se que o mecanismo de degradação predominante em todas as estruturas analisadas é o trincamento por fadiga do revestimento (FR), e que a utilização de sub-base cimentada em lugar da granular aumenta consideravelmente a vida de fadiga da camada asfáltica. Isso acontece porque a sub-base cimentada proporciona à base granular uma superfície de apoio mais rígida, fazendo com que essa fique mais confinada e, como consequência, seu módulo seja maior. O aumento do módulo da base granular reduz a relação modular entre revestimento e base, reduzindo as tensões de tração na fibra inferior do revestimento e, como consequência, as deformações associadas. Por isso as vidas de fadiga do

revestimento asfáltico nas estruturas com sub-base cimentada são consideravelmente superiores à correspondentes à estrutura de referência, com sub-base granular.

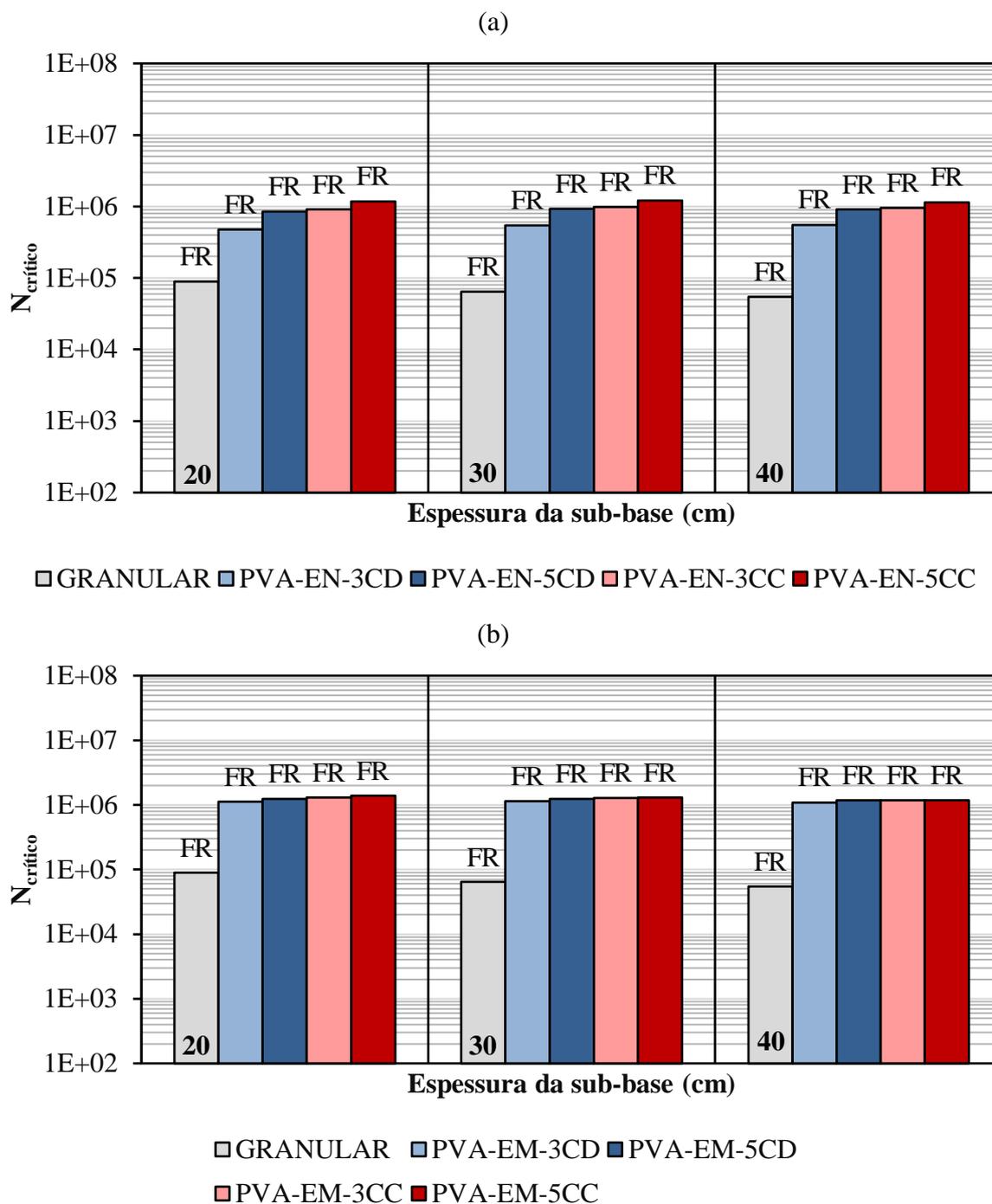


Figura 5.7: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural

Quando da compactação da sub-base de solo-cal na energia normal percebe-se que o aumento no volume de tráfego admissível proporcionado pela inclusão da camada cimentada varia entre 5 e 21 vezes. A maior variação foi observada para a estrutura com 40 cm de sub-base em

Argissolo e 5% de cal calcítica ( $N \approx 1,1 \times 10^6$ ), que é 21 vezes superior ao obtido pela estrutura de referência com 40 cm de sub-base em BGS ( $N \approx 5,5 \times 10^4$ ).

Embora os efeitos do teor e do tipo de cal sejam perceptíveis quando da utilização de ambas as energias de compactação, os aumentos nos números  $N_{AASHTO}$  proporcionados pela utilização da cal calcítica e do teor mais elevado de cal (5%) são maiores no caso da compactação na energia normal. Observa-se que há um aumento médio de 82% no  $N_{AASHTO}$  quando da utilização da cal calcítica ao invés da dolomítica, adicionando-se de 3% de cal. Esse aumento cai para 26% ao analisar os resultados obtidos com 5% de cal. Além disso, o aumento na vida de fadiga do revestimento devido à elevação do teor de cal de 3 para 5% é mais evidente no caso da cal dolomítica, sendo em média 72%. Quando da utilização da cal calcítica, a adição de 5% de cal, gera resultados de  $N_{AASHTO}$  26% superiores aos obtidos com 3% de cal.

Também se percebe o efeito da energia de compactação, sendo que o emprego da energia modificada proporcionou aumentos de até 2,4 vezes na vida de fadiga do revestimento asfáltico, em relação à utilização da energia normal. Por outro lado, observa-se que o aumento da espessura da camada cimentada (variando entre 20 e 40 cm) impacta ligeiramente (máxima variação de 17% para a mistura com 3% de cal dolomítica) a vida de fadiga do revestimento asfáltico, quando se consideram os resultados correspondentes a misturas compactadas na energia normal. Nas estruturas com misturas compactadas na energia modificada as vidas de fadiga do revestimento asfáltico são praticamente idênticas a despeito da espessura da sub-base cimentada.

Ao se aumentar a espessura do revestimento para 12,5 cm, obtiveram-se os resultados apresentados na Figura 5.8, envolvendo as misturas de Argissolo e cal, compactadas nas duas energias.

Na Figura 5.8 se observa novamente que a substituição da sub-base granular pela cimentada proporciona um aumento muito significativo no número de solicitações admissíveis. Esse aumento variou entre 4 e 18 vezes no caso da energia normal e entre 9 e 21 vezes ao utilizar a energia modificada. Por exemplo: quando se compara a estrutura com sub-base em BGS na espessura de 30 cm ( $N \approx 2 \times 10^5$ ) com a estrutura com sub-base em mistura de Argissolo com 5% de cal calcítica, compactada na energia normal ( $N \approx 2,8 \times 10^6$ ), constata-se um aumento de 14 vezes na vida de fadiga do revestimento asfáltico.

Como era de se esperar, o aumento da espessura do revestimento asfáltico (de 5 para 12,5 cm) resultou em aumento significativo de sua vida de fadiga (entre 1,8 e 2,7 vezes para as misturas de solo-cal compactadas na energia normal e entre 1,8 e 3,1 vezes para energia modificada). Considerando as mesmas estruturas do parágrafo anterior, para a espessura do revestimento for 5 cm tem-se  $N \approx 1,2 \times 10^6$  e para a espessura de 12,5 cm  $N \approx 2,8 \times 10^6$ ; ou seja, um aumento de 131% (2,31 vezes) na vida de fadiga da camada asfáltica.

Também é possível identificar o efeito do teor e do tipo de cal da mistura constituinte da sub-base na vida de fadiga do revestimento asfáltico. Considerando, por exemplo, a sub-base compactada na energia normal, na espessura de 30 cm, têm-se, aproximadamente, os seguintes valores de vida de fadiga do revestimento asfáltico:  $1,2 \times 10^6$  para a mistura com 3% de cal

dolomítica;  $2,0 \times 10^6$  para a mistura com 5% de cal dolomítica;  $2,1 \times 10^6$  para a mistura com 3% de cal calcítica e  $2,8 \times 10^6$  para a mistura com 5% de cal calcítica. Assim, o emprego da cal calcítica resulta em vidas de fadiga superiores (74% e 37%) às que se obtém com 3% e 5% de cal dolomítica. O aumento do teor de cal de 3 para 5% resulta em aumentos de 69% e 33%, quando se empregam cal dolomítica e calcítica, respectivamente.

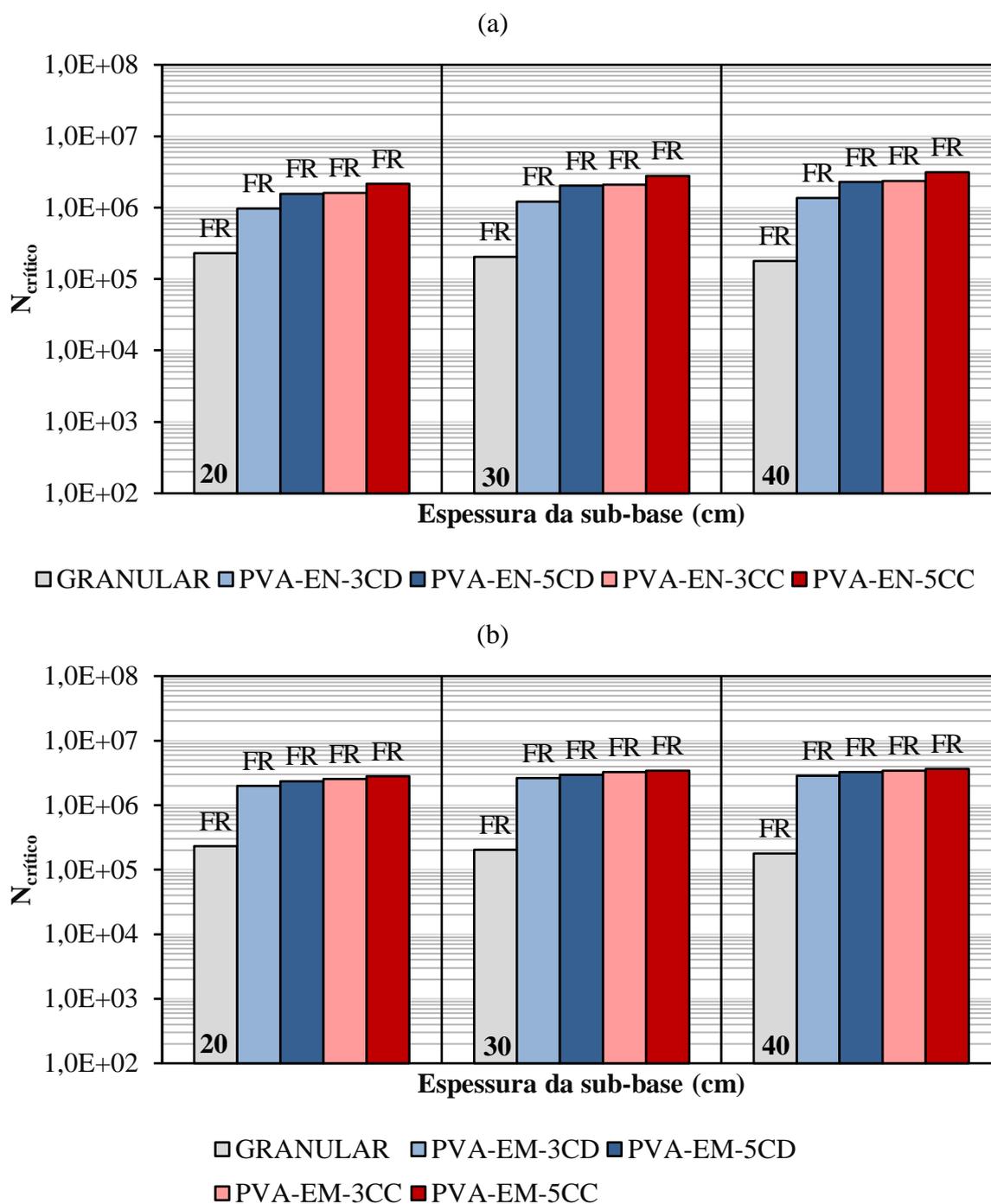


Figura 5.8: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural

Ainda, é significativo o efeito da energia de compactação da camada cimentada na vida de fadiga do revestimento asfáltico. Considerando ainda as estruturas com 30 cm de sub-base, constata-se que, se compactadas na energia normal, proporcionarão ao revestimento asfáltico vidas de fadiga compreendidas, aproximadamente, entre  $1,2 \times 10^6$  e  $2,8 \times 10^6$ ; enquanto que se as sub-bases cimentadas forem compactadas na energia modificada, as vidas de fadiga do revestimento variarão entre  $2,6 \times 10^6$  e  $3,4 \times 10^6$ , com aumentos de 118% e 24%, respectivamente.

Além disso, se observa que à medida que aumenta a espessura da sub-base cimentada, aumenta também a vida de fadiga do revestimento asfáltico. Considerando apenas as misturas com 5% de cal calcítica, tem-se que, se compactadas na energia normal, às espessuras de sub-base de 20 cm; 30 cm e 40 cm correspondem vidas de fadiga do revestimento aproximadamente iguais a  $2,2 \times 10^6$ ;  $2,8 \times 10^6$  e  $3,1 \times 10^6$ . Se as sub-bases de Argissolo e cal forem compactadas na energia modificada, as vidas de fadiga do revestimento asfáltico serão  $2,8 \times 10^6$ ;  $3,4 \times 10^6$  e  $3,7 \times 10^6$ . Com o aumento da espessura da sub-base, as deformações de extensão na fibra inferior do revestimento diminuem impactando sua vida de fadiga; o que não havia sido observado nas estruturas com revestimento de 5 cm.

Ainda se tratando de sub-bases de Argissolo estabilizado com cal, na Figura 5.9 são apresentados os resultados obtidos quando o revestimento asfáltico tem espessura de 20 cm. Os resultados relacionados às sub-bases compactadas nas energias normal e modificada correspondem às partes (a) e (b) da figura, respectivamente. Os mecanismos de degradação que resultaram no  $N_{AASHTO}$  crítico são representados pelas siglas FS e FR, relativos ao trincamento por fadiga da sub-base cimentada e do revestimento asfáltico, respectivamente.

Como esperado, o aumento da espessura do revestimento de 12,5 para 20 cm resulta em aumento da sua vida de fadiga. No caso das estruturas com sub-base cimentadas, esse aumento variou entre 3,8 e 8,4 vezes quando da compactação na energia normal e entre 3,5 e 7,6 vezes utilizando a energia modificada. Com a maior espessura, as deformações de tração que ocorrem na fibra inferior do revestimento são menores. Além disso, as fissuras que surgem na interface com a base granular demoram maior tempo (representando passagem de maior número de eixos padrão) para se propagarem até a superfície do revestimento e se interconectarem. Para contemplar a influência da espessura da camada asfáltica na ruptura por fadiga do revestimento, o SAMDM considera um “fator de correção de espessura” (*shift fator*), conforme apresentado no item 3.2.9.1.

Na Figura 5.9 constata-se que nas estruturas semirrígidas com espessuras de sub-bases cimentadas de 20 e 30 cm, compactadas na energia modificada (parte “b” da figura) o mecanismo de degradação predominante é o trincamento por fadiga dessa camada estabilizada com cal. Já para as estruturas com 40 cm de sub-base cimentada, compactadas na energia normal ou na modificada, o mecanismo de degradação predominante é o trincamento por fadiga do revestimento asfáltico.

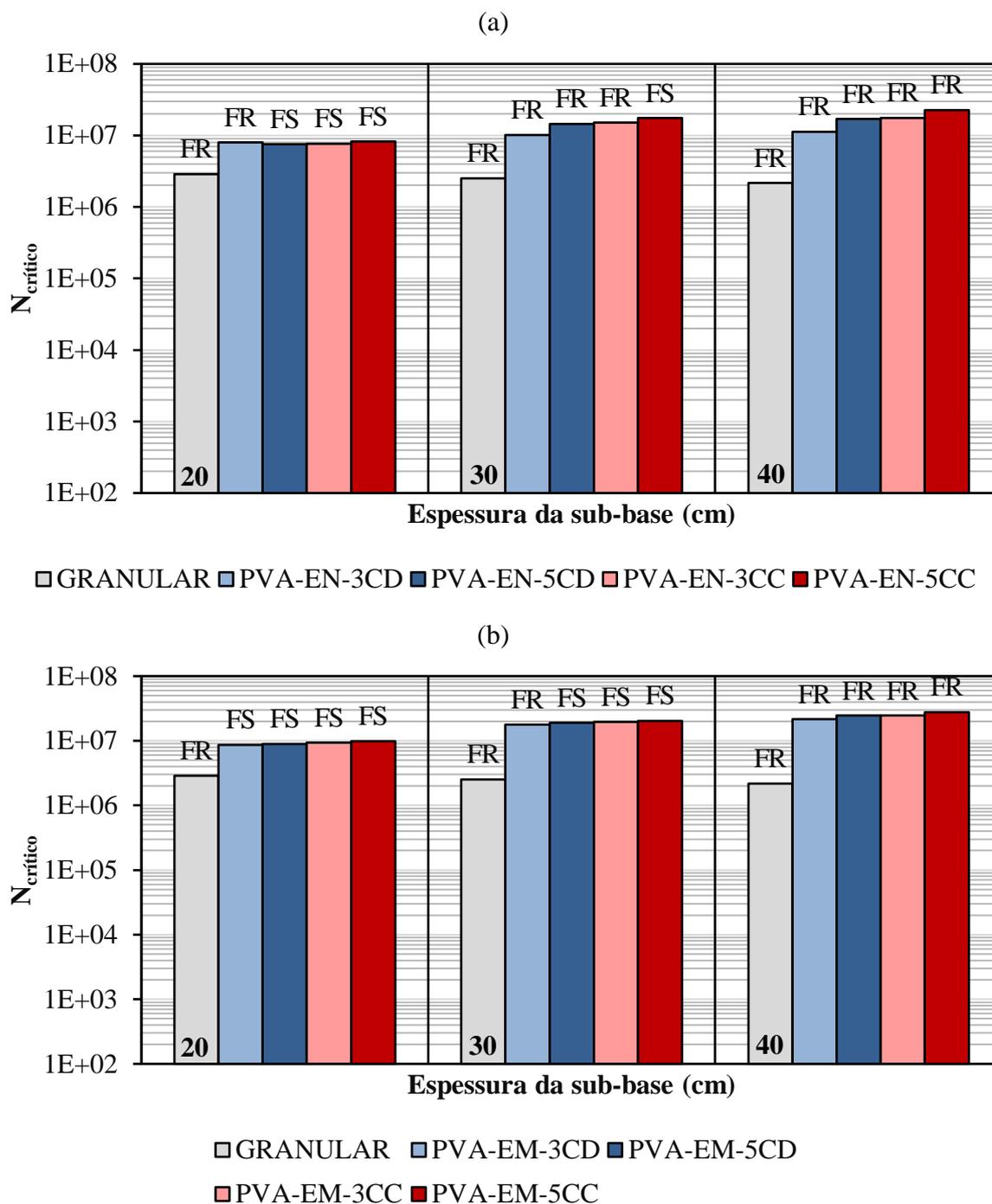


Figura 5.9: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural

Ainda, na Figura 5.9 é perceptível o benefício decorrente do uso da sub-base de Argissolo estabilizado com cal. O melhor desempenho global dos pavimentos semirrígidos invertidos, em comparação com a estrutura de referência (flexível), verifica-se para todas as espessuras de camada cimentada, independente da energia de compactação da mistura de solo e cal. Por exemplo: nas estruturas com 30 cm de sub-base de solo-cal, compactada na energia modificada,

o número admissível de eixos padrão varia entre  $1,8 \times 10^7$  (para a mistura com 3% de cal dolomítica) e  $2,0 \times 10^7$  (para a mistura com 5% de cal calcítica); enquanto que na estrutura de referência (base e sub-base de BGS) tem-se um  $N_{AASHTO}$  crítico de  $2,5 \times 10^6$  (sete a oito vezes menor).

Outro aspecto positivo quanto ao aumento de espessuras de camadas cimentadas está relacionado ao suporte fornecido à base, que, por ser compactada sobre uma camada rígida, conservará a energia residual de compactação e terá um módulo mais elevado. Com isso, a relação entre os módulos do revestimento e da base granular será menor, implicando menores tensões de tração (e menores deformações) na fibra inferior da camada asfáltica em contato com a base granular. Dentre as misturas estudadas, a única em que o mecanismo de ruptura predominante sempre foi a fadiga do revestimento é aquela com 3% de cal dolomítica, compactada na energia normal, que, por apresentar menor módulo de deformação elástica, proporciona um apoio menos rígido à base granular, que apresenta menor MR. Sendo a base mais deformável, a relação modular será maior, resultando em maiores tensões e deformações de tração; portanto, menor vida de fadiga da camada asfáltica.

Para analisar o que ocorre ao utilizar o Luvissole com cal na sub-base da estrutura C, inicia-se pelos resultados com 5 cm de revestimento asfáltico, apresentados na Figura 5.10. As siglas referem-se aos mecanismos de degradação observados para os  $N_{AASHTO}$  críticos, de modo que FR corresponde ao trincamento por fadiga do revestimento asfáltico e ES trata do esmagamento avançado da sub-base cimentada.

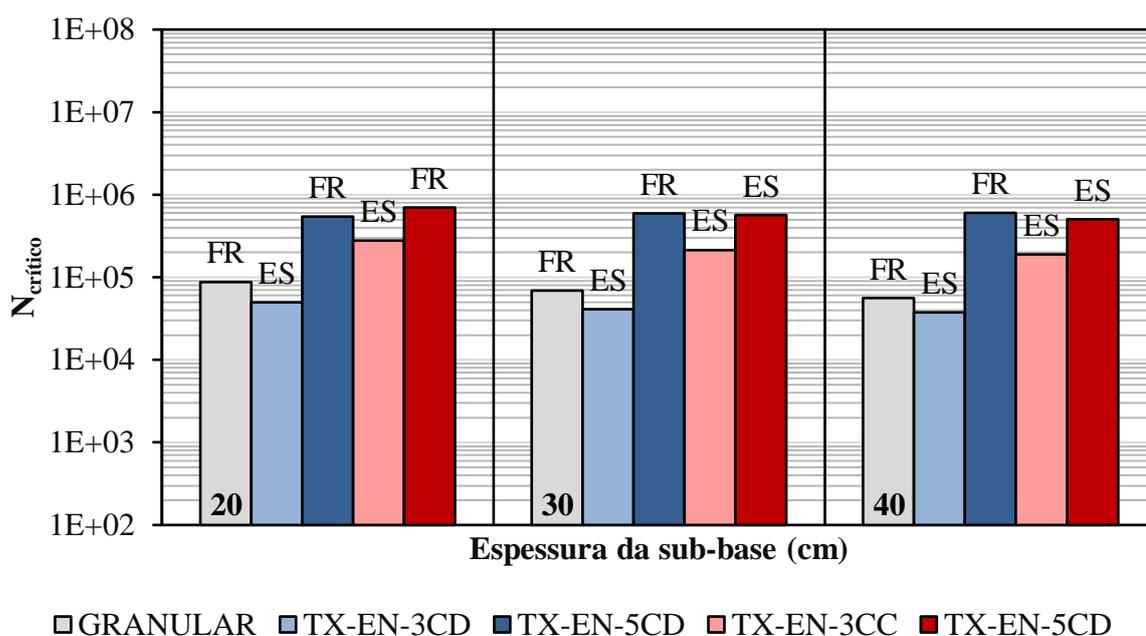


Figura 5.10: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Luvissole com cal compactada na energia normal sobre subleito em Luvissole natural

Na Figura 5.10 percebe-se que a utilização da sub-base cimentada em substituição à granular, na maioria dos casos, aumenta consideravelmente o número de solicitações admissíveis suportada pelo pavimento antes da sua ruptura. Para sub-base de 20 cm, percebe-se que há um aumento entre 3 e 8 vezes no  $N_{AASHTO}$  ao substituir a sub-base granular pela de solo-cal. A intensidade do aumento está relacionada ao teor e tipo de cal empregadas nas misturas, de modo que os melhores resultados são obtidos com 5% de cal calcítica.

Tal comportamento não foi verificado quando o Luvissole é tratado com 3% de cal dolomítica. Em função da baixa resistência da mistura, o mecanismo de degradação é o esmagamento avançado da sub-base cimentada, o que resultou em um  $N_{AASHTO}$  inferior ao da estrutura de referência, com sub-base granular. Cabe destacar que, ao analisar sua durabilidade, Castelli (2018) observou que a mistura de Luvissole e 3% de cal dolomítica não suporta os ciclos de umedecimento e secagem, de modo que seu uso não é indicado.

O esmagamento avançado da camada cimentada também é o mecanismo de degradação do pavimento quando da adição de 3% de cal calcítica ao Luvissole para emprego na sub-base. No caso da adição de 5% de cal, verificou-se que ambas as cales apresentaram a mesma resistência (0,5 MPa) nas misturas de Luvissole e cal, porém se observa que apenas a adição de cal calcítica gera problema por esmagamento avançado. Isso ocorre, pois essa camada é mais rígida (903 MPa) do que a com cal dolomítica (611 MPa), o que implica em uma maior tensão que chega no topo da camada cimentada.

Com exceção da camada de Luvissole e 5% de cal dolomítica, observa-se que o aumento da espessura da sub-base (variando entre 20 e 40 cm) impacta negativamente no número de solicitações admissíveis. Isso ocorre devido aos mecanismos de degradação observados, que apenas para a mistura mencionada está relacionado ao trincamento por fadiga do revestimento asfáltico para as três espessuras de sub-base.

Ao se aumentar a espessura do revestimento para 12,5 cm, obtiveram-se os resultados apresentados na Figura 5.11, envolvendo as misturas de Luvissole e cal, compactadas na energia normal.

Ao comparar os resultados apresentados na Figura 5.11, com os obtidos para a espessura de 5 cm (Figura 5.10), se percebe um aumento considerável do número de solicitações admissíveis suportadas pelo pavimento, variando entre 2 e 25 vezes. Além disso, o aumento da espessura do revestimento demonstrou absorver melhor as tensões decorrentes dos veículos de carga, reduzindo as tensões que chegam no topo da sub-base cimentada, de modo que o pavimento já não vai romper por esmagamento avançado. Para todas as estruturas estudadas, percebe-se que o mecanismo de ruptura é o trincamento por fadiga do revestimento (FR). O aumento na vida de fadiga do revestimento proporcionado pelo aumento da sua espessura, de 5 para 12,5 cm pode ser exemplificado pelas mesmas estruturas com 30 cm de Luvissole com 5% de cal calcítica. Para a espessura do revestimento de 5 cm tem-se  $N \approx 5,7 \times 10^5$  e para a espessura de 12,5 cm  $N \approx 1,8 \times 10^6$ ; ou seja, um aumento de 3,2 vezes na vida de fadiga da camada asfáltica. O maior aumento (de 25 vezes) foi observado para a sub-base de 40 cm de Luvissole com 3% de cal dolomítica.

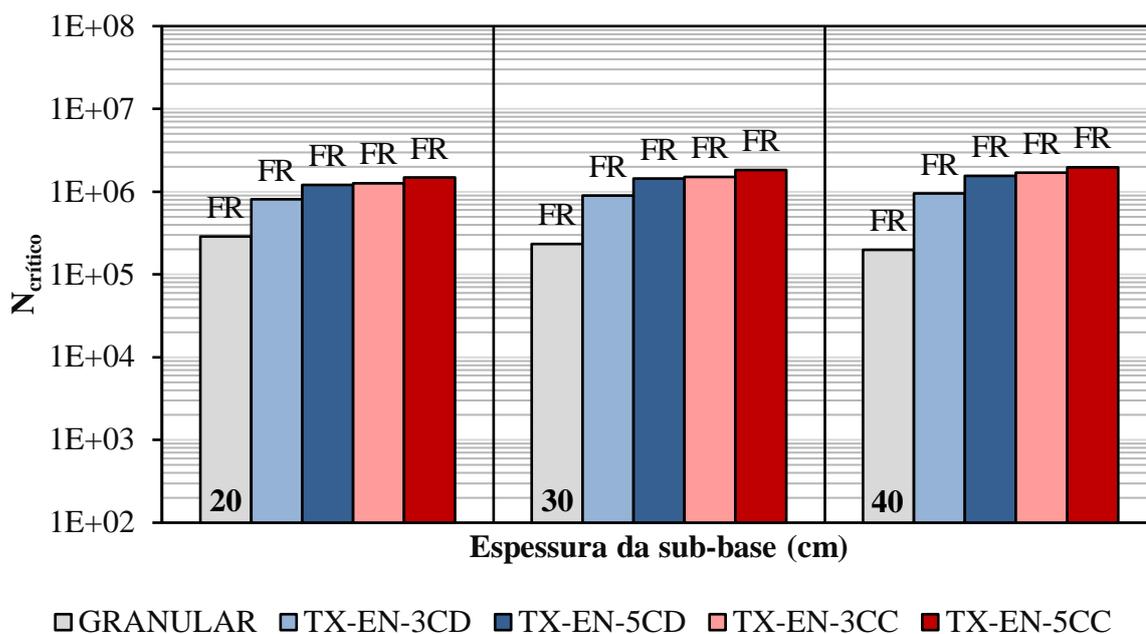


Figura 5.11: Resultados das análises mecánicas da estrutura C e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Luvissole com cal compactada na energia normal sobre subleito em Luvissole natural

Na Figura 5.11 se observa que a substituição da sub-base granular pela cimentada proporciona um aumento muito significativo no número de solicitações admissíveis, entre 3 e 10 vezes. Por exemplo: quando se compara a estrutura com sub-base em BGS na espessura de 30 cm ( $N \approx 2,3 \times 10^5$ ) com a estrutura com sub-base em mistura de Luvissole com 5% de cal calcítica ( $N \approx 1,8 \times 10^6$ ), constata-se um aumento de 8 vezes na vida de fadiga do revestimento asfáltico.

Também é possível identificar o efeito do teor e do tipo de cal da mistura constituinte da sub-base na vida de fadiga do revestimento asfáltico. Em média, o emprego da cal calcítica resulta em vidas de fadiga superiores (68% e 26%) às que se obtém com 3% e 5% de cal dolomítica. O aumento do teor de cal de 3 para 5% resulta em aumentos médios de 58% e 18%, quando se empregam cal dolomítica e calcítica, respectivamente.

Além disso, como previamente observado para a estrutura com 12,5 cm de revestimento e sub-base em Argissolo com cal, se percebe que à medida que aumenta a espessura da sub-base cimentada, aumenta também a vida de fadiga do revestimento asfáltico. Tal comportamento é mais evidente para a camada de Luvissole com 5% de cal calcítica em que ao aumentar a espessura da sub-base de 20 para 40 cm, observa-se um aumento de 34% na vida de fadiga do revestimento. Com o aumento da espessura da sub-base, as deformações de extensão na fibra inferior do revestimento diminuem impactando sua vida de fadiga; o que não havia sido observado nas estruturas com revestimento de 5 cm.

Ainda se tratando de sub-bases de Luvissole tratado com cal, na Figura 5.12 são apresentados os resultados obtidos quando o revestimento asfáltico tem espessura de 20 cm. Os mecanismos de degradação que resultaram no  $N_{AASHTO}$  crítico são representados pelas siglas FS e FR,

relativos ao trincamento por fadiga da sub-base cimentada e do revestimento asfáltico, respectivamente.

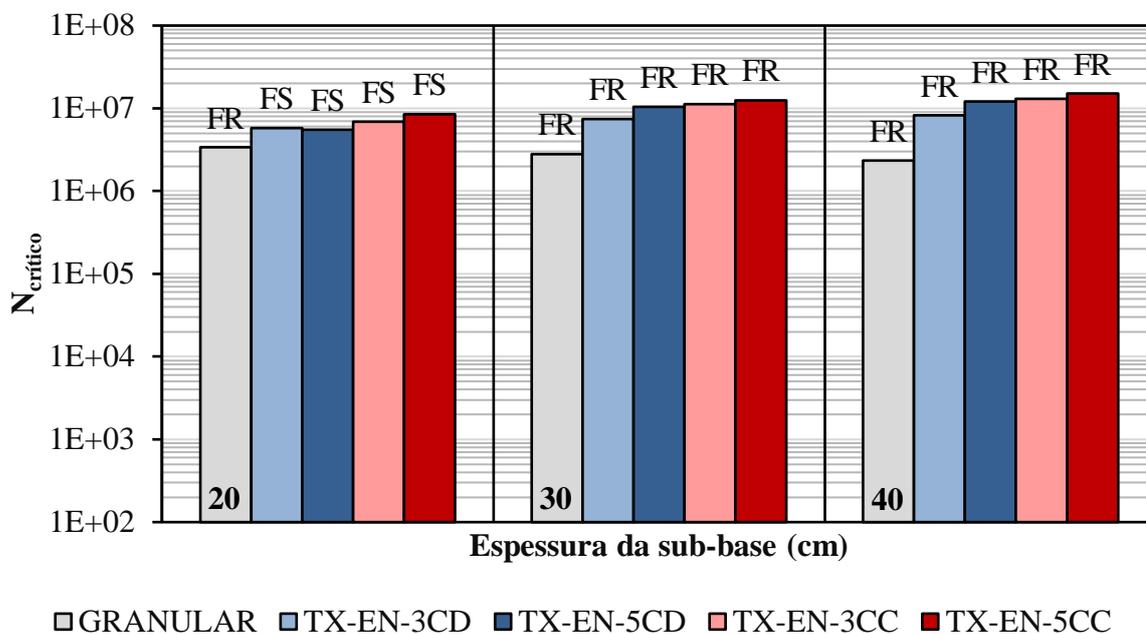


Figura 5.12: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Luvissole com cal compactada na energia normal sobre subleito em Luvissole natural

Na Figura 5.12 constata-se que nas estruturas semirrígidas com espessura de sub-base cimentadas de 20 cm, o mecanismo de degradação predominante é o trincamento por fadiga dessa camada estabilizada com cal. Já para as estruturas com 30 e 40 cm de sub-base cimentada, o mecanismo de degradação predominante é o trincamento por fadiga do revestimento asfáltico. Como esperado, e também observado para as estruturas com Argissolo, o aumento da espessura do revestimento de 12,5 para 20 cm resulta em aumento da sua vida de fadiga. Considerando as estruturas com 30 cm de Luvissole com 5% de cal calcítica, quando a espessura do revestimento for igual a 12,5 cm tem-se  $N \approx 1,8 \times 10^6$  e para a espessura de 20 cm  $N \approx 1,3 \times 10^7$ ; ou seja, um aumento de 7 vezes na vida de fadiga da camada asfáltica. Em geral, para as estruturas com sub-base em solo-cal, o aumento proporcionado pela elevação da espessura do revestimento foi entre 5 e 9 vezes.

Ainda, na Figura 5.12 é perceptível o benefício decorrente do uso da sub-base de Luvissole estabilizado com cal. O melhor desempenho global dos pavimentos semirrígidos invertidos, em comparação com a estrutura de referência (flexível) foi observado para todas as misturas de solo-cal. O aumento observado no  $N_{AASHTO}$  variou entre 2 e 6 vezes, dependendo da espessura, tipo e teor de cal. Por exemplo: nas estruturas com 30 cm de sub-base de solo-cal, o número admissível de eixos padrão varia entre  $7,5 \times 10^6$  (para a mistura com 3% de cal dolomítica) e  $1,3 \times 10^7$  (para a mistura com 5% de cal calcítica); enquanto que na estrutura de referência (base e sub-base de BGS) tem-se um  $N_{AASHTO}$  crítico de  $2,8 \times 10^6$  (três a quatro vezes menor).

Dando continuidade às análises da estrutura C, na Figura 5.13 são apresentados os resultados utilizando-se sub-bases de Latossolo e cal compactadas na energia modificada e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico.

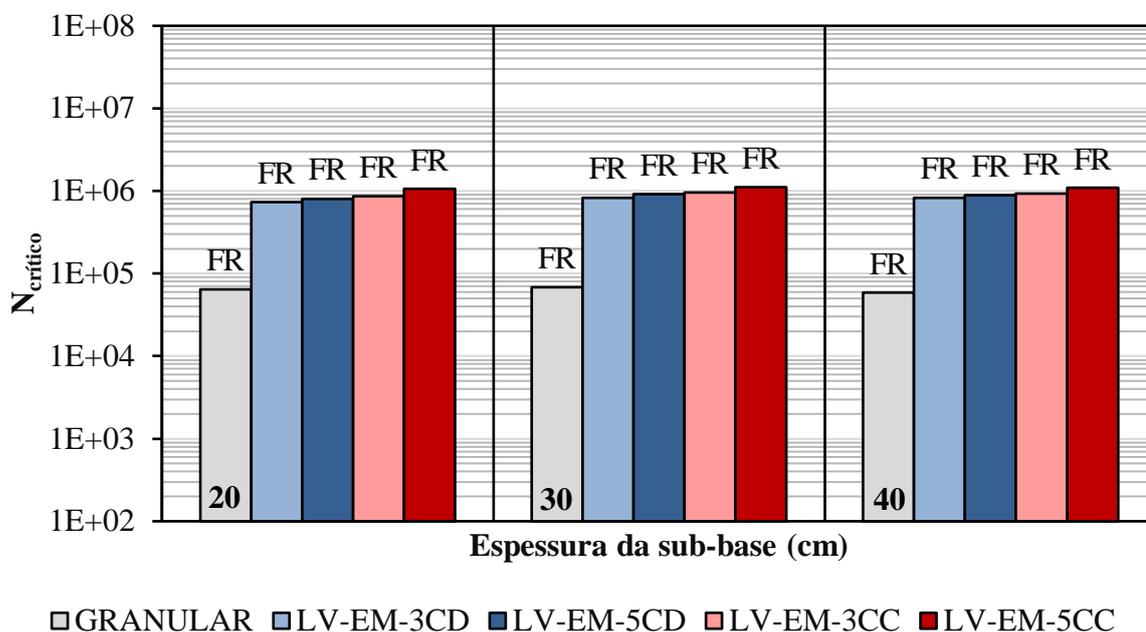


Figura 5.13: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Latossolo com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural

Na Figura 5.13, observa-se que o mecanismo de degradação predominante de todas as estruturas apresentadas é o trincamento por fadiga do revestimento asfáltico (FR), e que a utilização de sub-base de solo-cal em substituição à granular (BGS) aumenta consideravelmente a vida de fadiga da camada asfáltica (entre 11 e 19 vezes). Os maiores aumentos são observados com 40 cm de sub-base, pois há uma redução na vida de fadiga do revestimento para espessuras mais elevadas de BGS.

Por outro lado, observa-se que o aumento da espessura da camada cimentada (variando entre 20 e 40 cm) impacta ligeiramente (máxima variação de 13% para as misturas com cal dolomítica) a vida de fadiga do revestimento asfáltico. Também é possível identificar o efeito do teor e do tipo de cal da mistura constituinte da sub-base na vida de fadiga do revestimento asfáltico. Considerando a média obtida para as diferentes espessuras de sub-base, observa-se que o emprego da cal calcítica resulta em vidas de fadiga superiores (16% e 25%) às que se obtém com 3% e 5% de cal dolomítica. Ainda, o aumento do teor de cal de 3 para 5% resulta em aumentos de 9% e 18%, quando se empregam cal dolomítica e calcítica, respectivamente.

Ao se aumentar a espessura do revestimento para 12,5 cm, obtiveram-se os resultados apresentados na Figura 5.14, envolvendo as misturas de Latossolo e cal, compactadas na energia modificada.

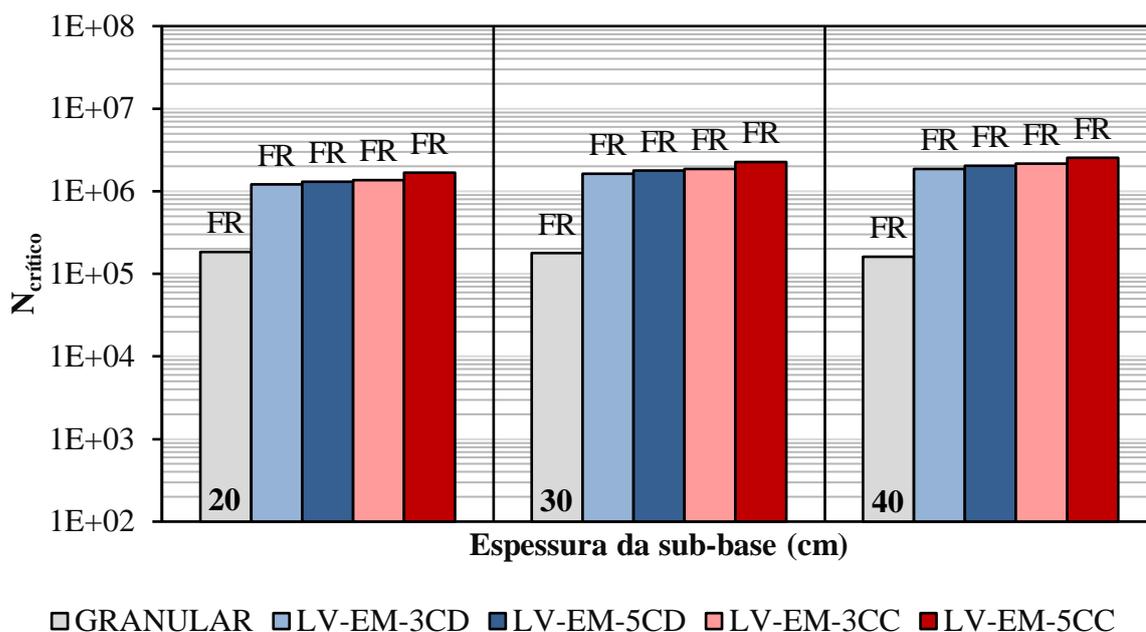


Figura 5.14: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Latossolo com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural

Na Figura 5.14 se observa novamente que a substituição da sub-base granular pela cimentada proporciona um aumento muito significativo (entre 7 e 16 vezes) no número de solicitações admissíveis. Por exemplo: quando se compara a estrutura com sub-base em BGS na espessura de 30 cm ( $N \approx 1,8 \times 10^5$ ) com a estrutura com sub-base em mistura de Latossolo com 5% de cal calcítica ( $N \approx 2,3 \times 10^6$ ), constata-se um aumento de 13 vezes na vida de fadiga do revestimento asfáltico.

Como era de se esperar, o aumento da espessura do revestimento asfáltico (de 5 para 12,5 cm) resultou em aumento significativo de sua vida de fadiga. Considerando as mesmas estruturas do parágrafo anterior, quando a espessura do revestimento for 5 cm tem-se  $N \approx 1,1 \times 10^6$  e para a espessura de 12,5 cm  $N \approx 2,3 \times 10^6$ ; ou seja, um aumento de 2 vezes na vida de fadiga da camada asfáltica. Considerando todas as misturas Latossolo e cal e espessuras de sub-base, a variação do aumento de  $N_{AASHTO}$  com o aumento da espessura ficou entre 1,6 e 2,4 vezes.

Também é possível identificar o efeito do teor e do tipo de cal da mistura constituinte da sub-base na vida de fadiga do revestimento asfáltico. Considerando as diferentes espessuras de sub-base, o emprego da cal calcítica resulta em vidas de fadiga superiores (14% e 28%) às que se obtém com 3% e 5% de cal dolomítica. Da mesma forma, o aumento do teor de cal de 3 para 5% resulta em aumentos de 8% e 21%, quando se empregam cal dolomítica e calcítica, respectivamente.

Para finalizar as análises referentes à estrutura C, na Figura 5.15 são apresentados os resultados com revestimento de 20 cm e sub-base de Latossolo estabilizado com cal.

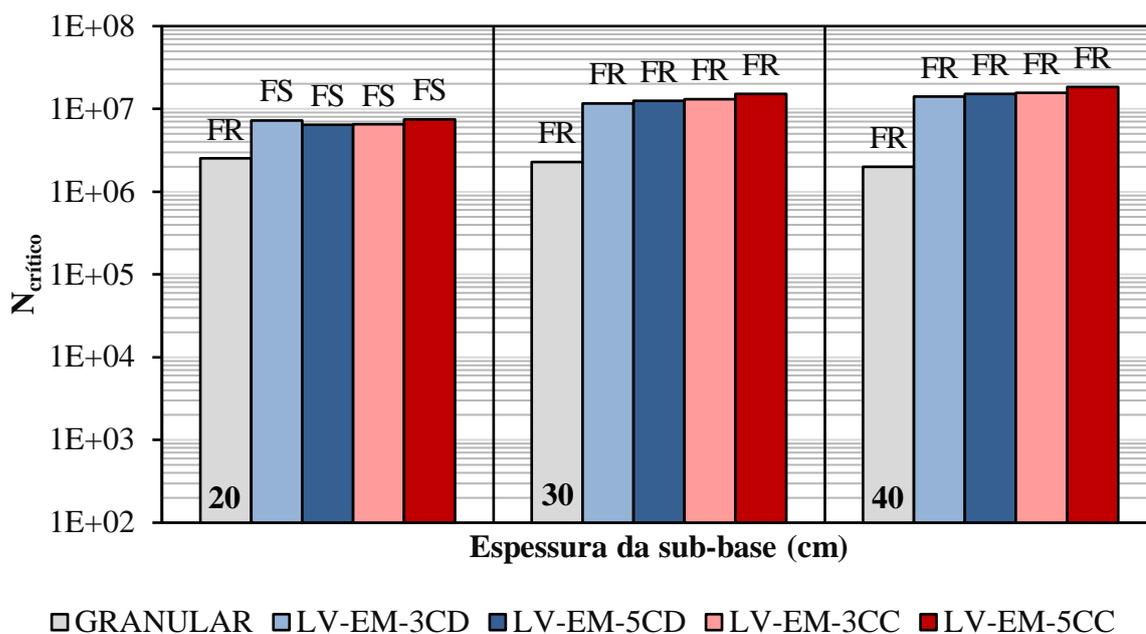


Figura 5.15: Resultados das análises mecánísticas da estrutura C e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Latossolo com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural

Na Figura 5.15 constata-se que nas estruturas semirrígidas com espessura de sub-base cimentadas de 20 cm, o mecanismo de degradação predominante é o trincamento por fadiga dessa camada estabilizada com cal (FS). Já para as estruturas com 30 e 40 cm de sub-base cimentada, o mecanismo de degradação predominante é o trincamento por fadiga do revestimento asfáltico (FR). Como esperado, e também observado para as estruturas com Argissolo e Luvisolo, o aumento da espessura do revestimento de 12,5 para 20 cm resulta em aumento da sua vida de fadiga. Nesse caso, os aumentos variaram entre 4 e 7 vezes. Considerando as estruturas com 30 cm de Luvisolo com 5% de cal calcítica, quando a espessura do revestimento for igual a 12,5 cm tem-se  $N \approx 2,3 \times 10^6$  e para a espessura de 20 cm  $N \approx 1,5 \times 10^7$ ; ou seja, um aumento de 7 vezes na vida de fadiga da camada asfáltica.

Ainda, na Figura 5.15 é perceptível o benefício decorrente do uso da sub-base de Latossolo estabilizado com cal. O melhor desempenho global dos pavimentos semirrígidos invertidos, em comparação com a estrutura de referência (flexível), verifica-se para todas as espessuras de camada cimentada, independentemente da cal e do teor utilizado. Por exemplo: nas estruturas com 30 cm de sub-base de solo-cal, o número admissível de eixos padrão varia entre  $1,2 \times 10^7$  (para a mistura com 3% de cal dolomítica) e  $1,5 \times 10^7$  (para a mistura com 5% de cal calcítica); enquanto que na estrutura de referência (base e sub-base de BGS) tem-se um  $N_{AASHTO}$  crítico de  $2,3 \times 10^6$  (cinco a sete vezes menor). O aumento variou em função da espessura da sub-base, do teor e do tipo de cal, de modo que o intervalo de variação esteve entre 3 e 9 vezes.

Também é possível identificar o efeito do teor e do tipo de cal da mistura constituinte da sub-base na vida de fadiga do revestimento asfáltico. Considerando, por exemplo, a sub-base de

30 cm, o emprego da cal calcítica resulta em vidas de fadiga superiores (12% e 21%) às que se obtém com 3% e 5% de cal dolomítica. O aumento da porcentagem de cal de 3 para 5% resulta em aumentos de 8% e 16%, quando se empregam cal dolomítica e calcítica, respectivamente. Por outro lado, para 20 cm de sub-base se percebeu o contrário, a cal dolomítica apresentou resultado 11% superior à cal calcítica, quando da utilização de 3% de cal. Além disso, o aumento no teor de cal de 3 para 5% proporcionou uma redução de 12% quando do emprego da cal calcítica para essa mesma espessura. Tais resultados obtidos estão relacionados ao mecanismo de degradação, que para 20 cm é a fadiga da sub-base cimentada. Como a deformação na ruptura da mistura de Latossolo e 3% de cal dolomítica é maior que as demais, isso resulta em uma maior vida de fadiga da camada cimentada.

Além disso, se observa que à medida que aumenta a espessura da sub-base cimentada, aumenta também o número de solicitações admissíveis. Ao aumentar de 20 para 40 cm a espessura da sub-base cimentada, percebe-se um aumento entre 93 e 145% do  $N_{AASHTO}$ .

#### 5.1.2.4 Análises da estrutura D

A estrutura D é uma estrutura semirrígida, em que a base e a sub-base são de solo-cal, com revestimento de concreto asfáltico, nas espessuras de 5, 12,5 e 20 cm. Os mecanismos de ruptura verificados foram: fadiga do revestimento asfáltico (FR), esmagamento avançado da base (EB) e da sub-base cimentada (ES), fadiga da base (FB) e da sub-base cimentada (FS), assim como a deformação permanente do subleito (DP). Ainda, para a estrutura referência, foram desconsideradas as análises referentes às camadas cimentadas e incluída a verificação quanto ao cisalhamento da base (CB) e da sub-base granular (CS). As mesmas considerações quanto à fadiga das camadas cimentadas realizadas para as outras estruturas são válidas e foram adotadas nas análises da estrutura D.

No caso das estruturas com base e sub-base em Argissolo com cal, inicia-se pelas análises com revestimento de 5 cm. Os resultados obtidos quando do emprego das energias normal e modificada na compactação das camadas cimentadas são apresentadas na Figura 5.16. As siglas apresentadas logo acima dos resultados de número N identificam os mecanismos de degradação que devem levar à ruptura do pavimento, sendo EB, o esmagamento avançado da base cimentada; FB e FS, a fadiga da base e da sub-base cimentada, respectivamente; e FR, a fadiga do revestimento asfáltico.

Na Figura 5.16, observa-se que o emprego de camada cimentada também na base não é uma solução interessante quando essa é compactada na energia normal. Como, nesse caso, a base cimentada se encontra apenas 5 cm abaixo do plano de aplicação do carregamento, as tensões geradas pelas passagens dos veículos são bastante elevadas no topo da base. Dessa forma, o pavimento passa a romper por esmagamento da base cimentada para um número baixo de solicitações admissíveis. Com isso, não se sugere a inclusão de base cimentada compactada na energia normal para espessuras de revestimento delgado (5 cm), conforme já havia sido observado nas análises da estrutura B com 2 cm de tratamento superficial.

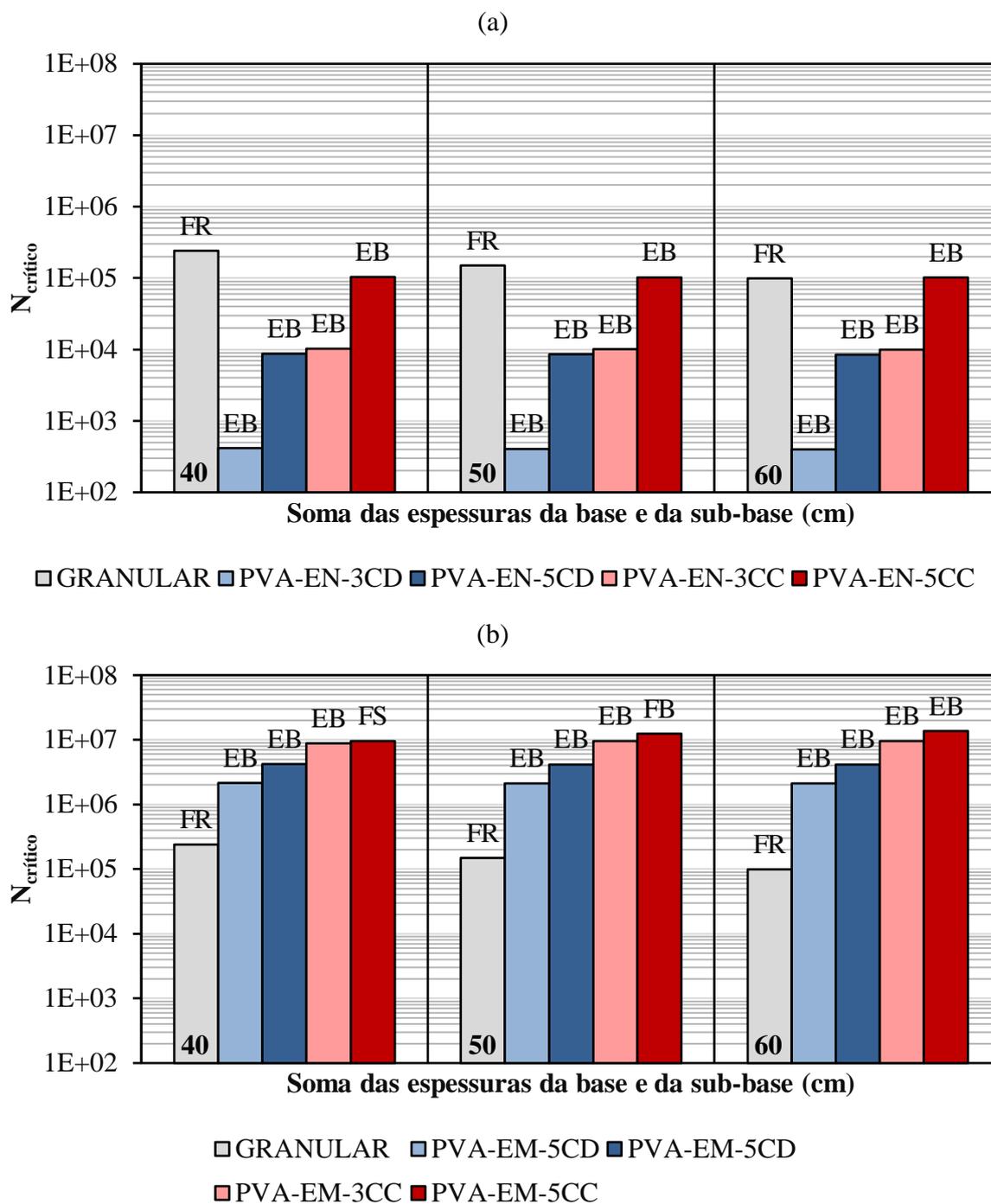


Figura 5.16: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural

Ao compactar as camadas de solo-cal na energia modificada, é notável a melhora do comportamento das estruturas semirrígidas, em comparação com o emprego da energia normal. Em grande parte delas, o mecanismo de degradação continua sendo o esmagamento da base cimentada, porém, como as resistências são consideravelmente superiores, são observados maiores valores de  $N_{AASHTO}$ . No caso da estrutura com sub-base de 5% de cal calcítica, pela

mistura apresentar resistência bastante elevada (3,4 MPa), o mecanismo de esmagamento da base é observado apenas para 40 cm de camada cimentada.

O aumento do  $N_{AASHTO}$  com o aumento da espessura das camadas de base e sub-base está relacionado ao mecanismo de ruptura do pavimento. Quando da utilização da energia normal na compactação das mesmas, não são observadas variações no  $N_{AASHTO}$ , já que deve ocorrer o esmagamento avançado da base. O mesmo acontece quando da compactação na energia modificada das camadas estabilizadas com cal dolomítica. Por outro lado, quando da estabilização com 3% de cal calcítica há um ligeiro aumento (8%) no volume de tráfego admissível, ao aumentar de 40 para 50 cm as espessuras combinadas. O aumento é mais perceptível ao empregar 5% de cal calcítica, de modo que se verifica um aumento de 30% no  $N_{AASHTO}$ , ao aumentar as espessuras de 40 para 50 cm, que passa a ser de 44% ao comparar os volumes de tráfego admissível obtidos para 40 e 60 cm.

É perceptível o efeito do teor e do tipo de cal da mistura constituinte da sub-base no número de solicitações admissíveis. Para as bases e sub-bases compactadas na energia modificada, considerando valores médios obtidos para as diferentes somas de espessuras de camadas cimentadas, o emprego da cal calcítica resulta em valores 4 e 3 vezes superiores de  $N_{AASHTO}$  às que se obtém com 3% e 5% de cal dolomítica. O aumento do teor de cal de 3 para 5% resulta em aumentos de 97% e 27%, quando se empregam cal dolomítica e calcítica, respectivamente.

Ao se aumentar a espessura do revestimento para 12,5 cm, obtiveram-se os resultados apresentados na Figura 5.17, envolvendo as misturas de Argissolo e cal, compactadas nas duas energias. As siglas apresentadas acima dos resultados de número N identificam os mecanismos de degradação que devem levar à ruptura do pavimento, sendo EB, o esmagamento avançado da base cimentada; FB e FS, a fadiga da base e da sub-base cimentada, respectivamente; e FR, a fadiga do revestimento asfáltico.

Aumentando-se a espessura do revestimento para 12,5 cm, grande parte das tensões decorrentes das passagens dos veículos são dissipadas por essa camada. Dessa forma, a tensão que chega no topo da base é substancialmente reduzida, fazendo com que se eleve o número de solicitações admissíveis, conforme se observa na Figura 5.17. O aumento da espessura do revestimento de 5 para 12,5 cm proporcionou um aumento de até 10 vezes no  $N_{AASHTO}$ , no caso das estruturas semirrígidas com base e sub-base em solo-cal. Quanto à compactação dessas camadas na energia normal, o aumento proporcionado pela elevação da espessura do revestimento é substancialmente maior, principalmente quando da estabilização com 3% de cal dolomítica.

Para essa estrutura em questão, substituir as camadas granulares por cimentadas, mesmo compactando-as na energia normal, traz benefícios quando ao comportamento mecânico do pavimento. O aumento proporcionado varia em função das espessuras dessas camadas, bem como do teor e tipo de cal empregado na estabilização, assim como da energia de compactação. Dessa forma, no caso da compactação da base e da sub-base na energia normal, verifica-se um aumento entre 2 e 11 vezes no número de solicitações admissíveis, em comparação à estrutura de referência (granular). Os aumentos são consideravelmente maiores quando do emprego da energia modificada, variando entre 40 e 135 vezes. Essa grande variação está relacionada às

diferentes espessuras, de modo que foram obtidos os seguintes aumentos médios: 43 vezes para 40 cm, 62 vezes para 50 cm e 128 vezes para 60 cm. Os mesmos foram calculados considerando os resultados obtidos pelas 4 misturas (3 e 5% de cal dolomítica e de cal calcítica).

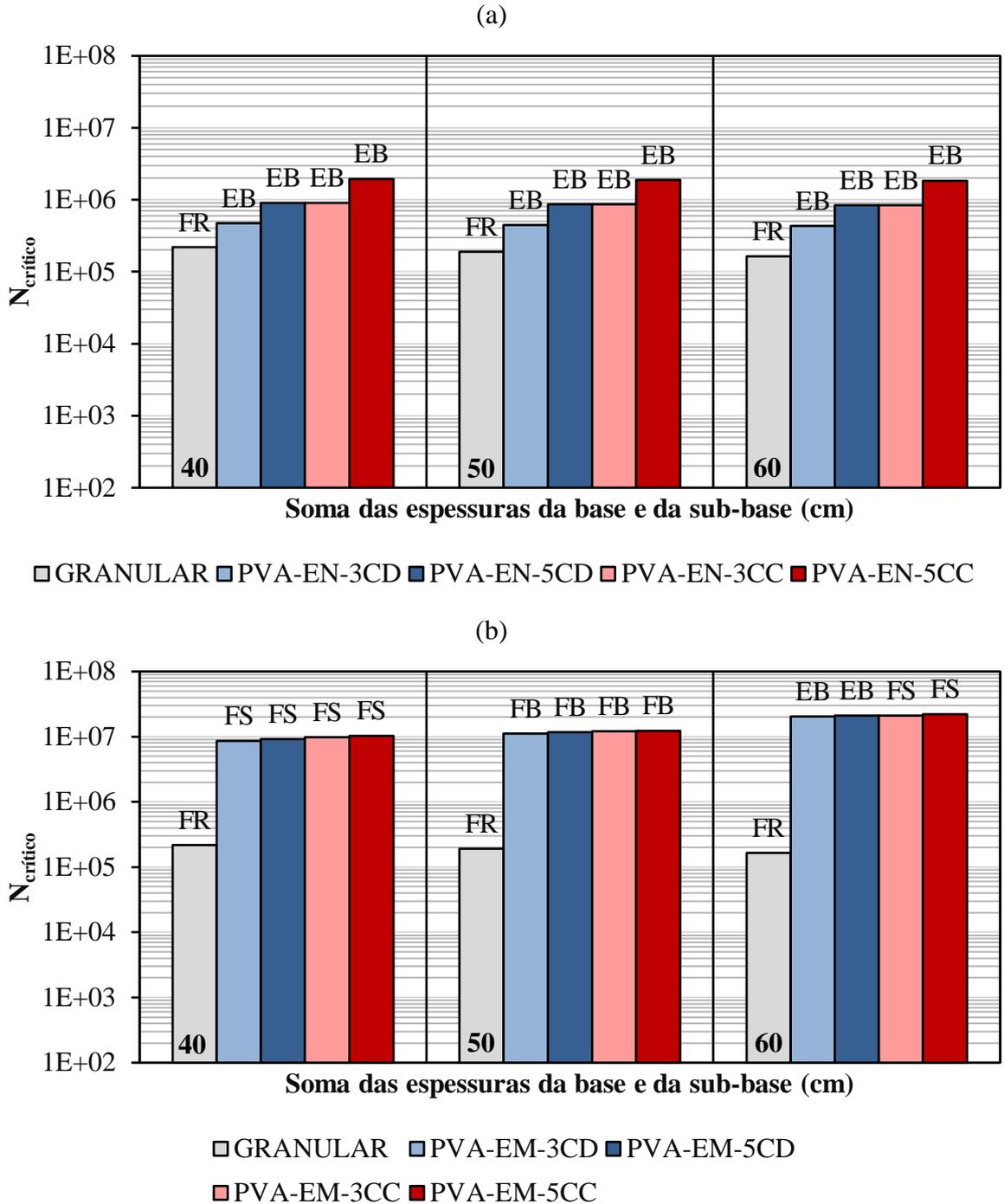


Figura 5.17: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural

Quando da compactação na energia normal, o mecanismo de ruptura predominante é o esmagamento avançado da base cimentada. Como discutido anteriormente, para esse mecanismo de degradação, a espessura da camada cimentada deixa de ser determinante. Assim, o incremento da espessura combinada de camadas cimentadas de 40 para 60 cm não resulta em aumento do volume de tráfego admissível. Ainda, são notáveis os aumentos de  $N_{AASHTO}$  proporcionados pela adição de cal calcítica em relação à cal dolomítica, assim como do aumento de cal de 3 para 5% de cal. Em ambos os casos, para as diferentes espessuras combinadas de base e sub-base, há um aumento médio de duas vezes no número de solicitações admissíveis.

Compactando-se a base e a sub-base na energia modificada, além da notável elevação quanto ao número de solicitações admissíveis (entre 5 e 47 vezes), percebe-se que o mecanismo de degradação do pavimento está fortemente relacionado à espessura combinada das camadas de base e sub-base. Ao aumentar de 40 para 60 cm a soma das espessuras da base e da sub-base, observa-se um aumento entre 114 e 135% no desempenho global do pavimento. Por outro lado, observa-se que o aumento do teor de cal (de 3 para 5%) impacta ligeiramente (variação média de 5% para a cal dolomítica e de 4% para a cal calcítica) no volume de tráfego admissível. Assim como o tipo de cal, em que foi observado um aumento médio de 8% ao utilizar a cal calcítica para ambos os teores de cal.

Adotando-se 20 cm de espessura do revestimento, foram obtidos os resultados apresentados na Figura 5.18, envolvendo as misturas de Argissolo e cal, compactadas nas duas energias. As siglas apresentadas acima dos resultados de número  $N$  identificam os mecanismos de degradação que devem levar à ruptura do pavimento, sendo EB, o esmagamento avançado da base cimentada; FB e FS, a fadiga da base e da sub-base cimentada, respectivamente; e FR, a fadiga do revestimento asfáltico.

O aumento da espessura do revestimento de 12,5 para 20 cm proporcionou aumento significativo (entre 5 e 14 vezes) no número de solicitações admissíveis quando da compactação na energia normal. Os resultados da Figura 5.18 (a) indicaram que é perceptível o efeito do teor e do tipo de cal da mistura constituinte da base e da sub-base no  $N_{AASHTO}$ . Ao compactá-las na energia normal, o emprego da cal calcítica resulta em valores de  $N_{AASHTO}$  superiores (32 e 34%) aos obtidos com 3% e 5% de cal dolomítica. O aumento do teor de cal de 3 para 5% resulta em aumentos de 32% e 34%, quando se empregam cal dolomítica e calcítica, respectivamente. O efeito da espessura combinada da base e sub-base é perceptível apenas quando da utilização de 5% de cal calcítica, em que ao aumentar de 40 para 60 cm, verifica-se um aumento de 26% no desempenho global do pavimento.

Ainda, é significativo o efeito da energia de compactação das camadas cimentadas no volume de tráfego admissível. Percebe-se que ao compactar a base e a sub-base na energia modificada tem-se um aumento de até 4 vezes no número  $N_{AASHTO}$  críticos, em relação ao emprego da energia normal.

Além do aumento no número de solicitações admissíveis, demonstrando o efeito da energia de compactação, percebe-se que ao compactar as camadas de base e sub-base na energia modificada, o mecanismo de degradação do pavimento está fortemente relacionado à espessura

combinada das camadas de base e sub-base. Há um aumento significativo no  $N_{AASHTO}$  em relação a estrutura flexível, que varia entre 4 e 11 vezes. Por outro lado, observa-se que o aumento do teor de cal (de 3 para 5%) impacta ligeiramente (máxima variação de 5% para a cal dolomítica) no volume de tráfego admissível. Assim como o tipo de cal, em que foi observado um aumento máximo de 9% ao utilizar a cal calcítica em comparação com a cal dolomítica.

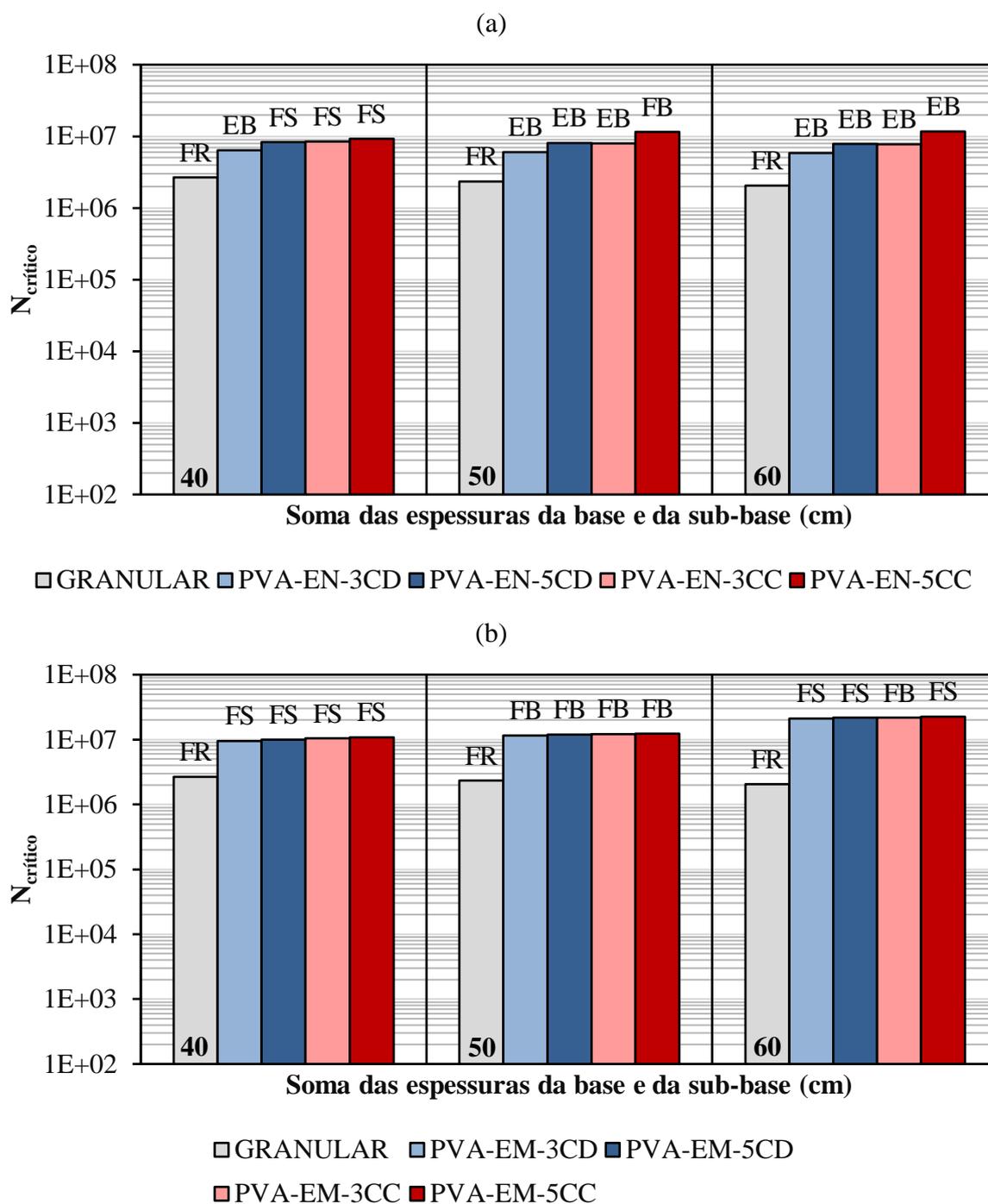


Figura 5.18: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas nas energias normal (a) e modificada (b) sobre subleito em Argissolo natural

Realizando-se as análises da estrutura D para Luvissole com cal, percebe-se que devido à baixa resistência do material, as tensões que chegam ao topo da camada de base, com revestimento de 5 cm superam as resistências obtidas aos 28 dias de cura. Dessa forma, as análises foram realizadas apenas com 12,5 e 20 cm de revestimento, sendo que na Figura 5.19 são apresentados os resultados com revestimento de 12,5 cm de espessura. Os mecanismos de degradação que resultaram no  $N_{AASHTO}$  crítico são representados pelas siglas EB e FR, relativos ao esmagamento da base cimentada e ao trincamento por fadiga do revestimento asfáltico, respectivamente.

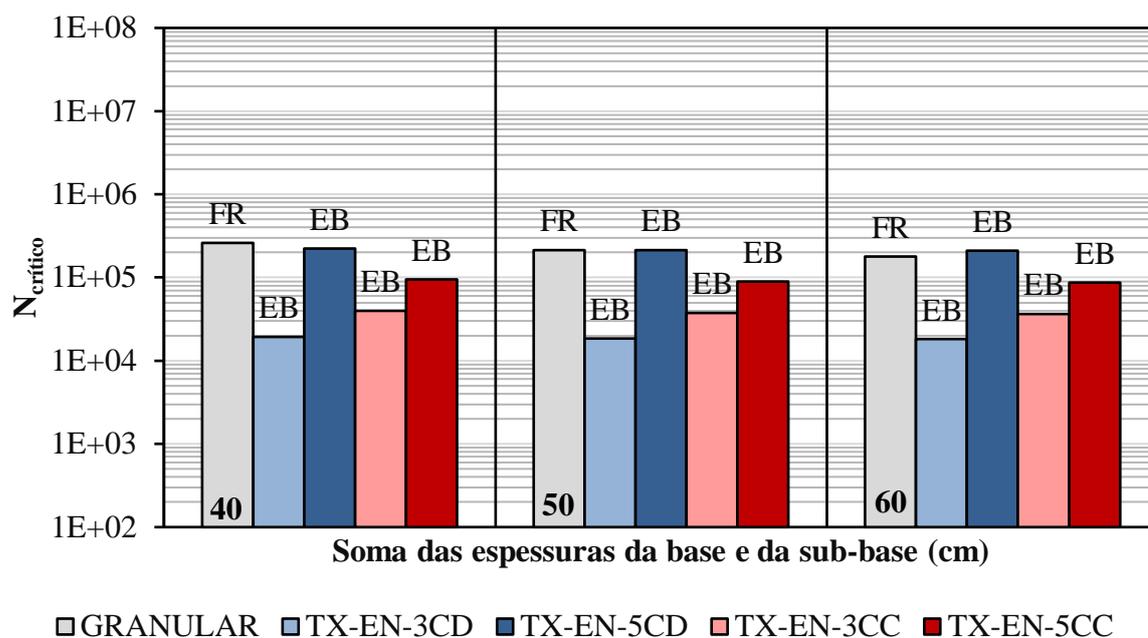


Figura 5.19: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Luvissole com cal compactadas na energia normal sobre subleito em Luvissole natural

Pela Figura 5.19, considerando revestimento asfáltico de 12,5 cm de espessura, o mecanismo de degradação observado continua sendo o esmagamento avançado da base cimentada. Isso acontece, pois as tensões geradas pelas passagens dos veículos são bastante elevadas no topo da base, tendo em vista as baixas resistências das misturas de Luvissole e cal. O emprego de 5% de cal dolomítica demonstrou ser levemente (17%) superior quando do emprego de base e sub-base de 60 cm em relação às mesmas espessuras de materiais granulares. Porém, isso só acontece, pois há uma redução do  $N_{AASHTO}$  com o aumento das espessuras granulares. Dessa forma, o emprego de camadas de Luvissole e cal na base e na sub-base de pavimentos com revestimento de 12,5 cm não contemplam uma solução interessante.

Aumentando-se a espessura do revestimento para 20 cm, considerando base e sub-base de Luvissole e cal, são encontrados os resultados apresentados na Figura 5.20.

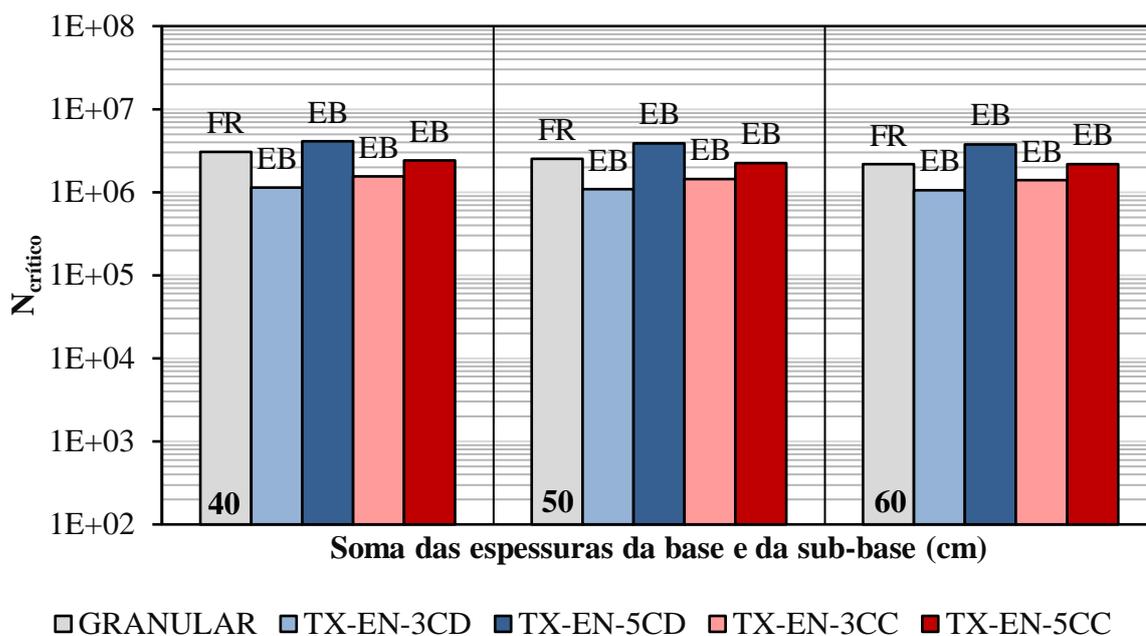


Figura 5.20: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Luvissole com cal compactadas na energia normal sobre subleito em Luvissole natural

Ao aumentar o revestimento de 12,5 para 20 cm, há um aumento significativo no número de solicitações admissíveis. Dentre as misturas estudadas, apenas a com 5% de cal dolomítica apresentou melhor comportamento do que as estruturas de referência. O aumento proporcionado variou entre 34 e 75%, dependendo das espessuras combinadas de base e sub-base. Porém, como se observa na Figura 5.20, os números  $N_{\text{AASHTO}}$  ainda são consideravelmente baixos do que se almeja com a utilização de um revestimento espesso, de modo que o maior  $N_{\text{AASHTO}}$  foi obtido para a estrutura com 40 cm de base e sub-base de Luvissole tratado com 5% de cal dolomítica ( $N \approx 4,1 \times 10^6$ ). Por outro lado, ao empregar a mistura de Luvissole e cal apenas na sub-base, como é o caso da estrutura C, foi possível alcançar  $N_{\text{AASHTO}}$  consideravelmente maiores (entre  $5,5 \times 10^6$  e  $1,5 \times 10^7$ ), dependendo da espessura da sub-base, do teor e da cal empregada. Dessa forma, é impraticável a utilização de bases de Luvissole e cal quando compactadas na energia normal.

Para finalizar as análises da estrutura D, na sequência são apresentados os resultados obtidos quando da utilização do Latossolo com cal nas camadas de base e sub-base, sendo essas compactadas na energia modificada. Os resultados obtidos para de 5 cm de concreto asfáltico são apresentados na Figura 5.21.

Na Figura 5.21, com 5 cm de revestimento, se percebe o considerável aumento de  $N_{\text{AASHTO}}$  ao se utilizar Latossolo estabilizado com cal na base e na sub-base, em relação à estrutura com BGS nessas camadas. Ao comparar os valores de  $N_{\text{AASHTO}}$  obtidos, percebe-se que o aumento está relacionado com os fatores controláveis (espessura da base e sub-base, teor e o tipo de cal). O menor aumento, que foi de 22 vezes, foi obtido pela adição de 3% de cal calcária nas espessuras somadas de 40 cm e o maior aumento, correspondente a 368 vezes, foi obtido

pela mistura com 5% de cal calcítica e espessuras de 60 cm. Devido à proximidade dos veículos de carga (5 cm), o mecanismo de degradação observado para as estruturas semirrígidas é o esmagamento avançado da base. Em virtude do mecanismo de ruptura, ao elevar as espessuras das camadas cimentadas, não se percebe mudança nos valores de  $N_{AASHTO}$ . Porém, como há uma redução no  $N_{AASHTO}$  com o aumento das espessuras das camadas granulares, no caso da estrutura referência, são observados maiores aumentos na substituição das camadas granulares pelas cimentadas para maiores espessuras.

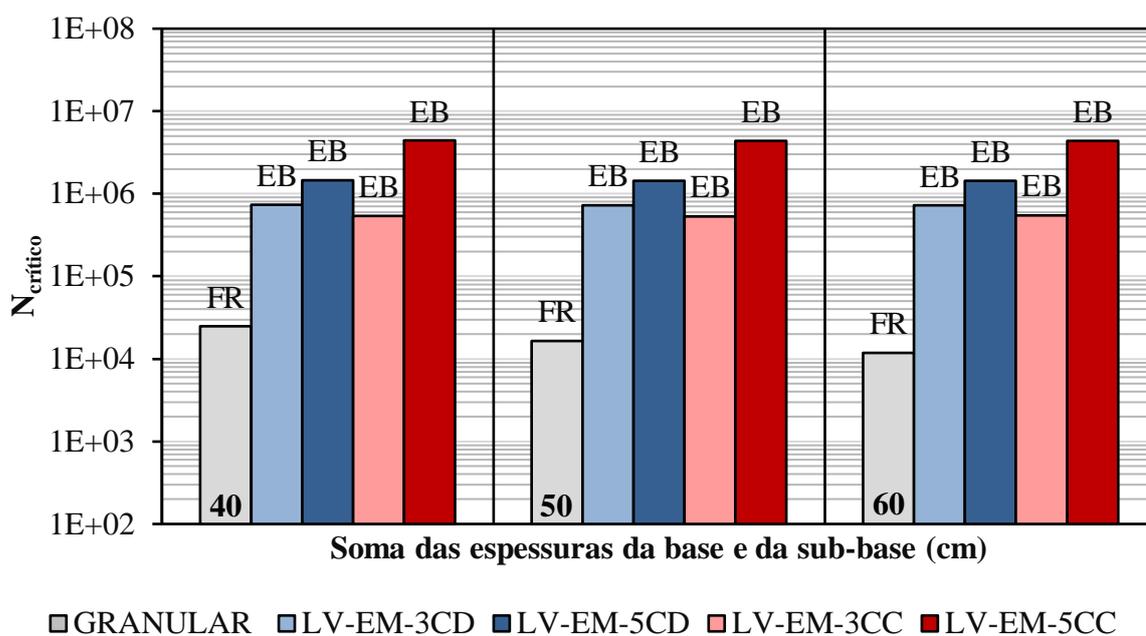


Figura 5.21: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Latossolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural

É perceptível o efeito do teor e do tipo de cal da mistura constituinte da base e da sub-base no número de solicitações admissíveis. Para a adição de 3% de cal, observa-se que a cal dolomítica apresenta um comportamento 35% superior à cal calcítica. As resistências das duas misturas são bastante próximas, porém devido ao maior módulo da mistura com 3% de cal calcítica, a tensão que chega no topo dessa camada é maior. Por outro lado, aumentando-se para 5% de cal, a cal calcítica resulta em  $N_{AASHTO}$  3 vezes superiores aos obtidos com cal dolomítica. O aumento do teor de cal de 3 para 5% resulta em aumentos médios de 2 e de 8 vezes, quando se empregam cal dolomítica e calcítica, respectivamente.

Na Figura 5.22 são apresentados os resultados com base e sub-base de Latossolo e cal compactadas na energia modificada, com revestimento asfáltico de 12,5 cm. As siglas apresentadas acima dos resultados de número N identificam os mecanismos de degradação que devem levar à ruptura do pavimento, sendo EB, o esmagamento avançado da base cimentada; FB e FS, a fadiga da base e da sub-base cimentada, respectivamente; e FR, a fadiga do revestimento asfáltico.

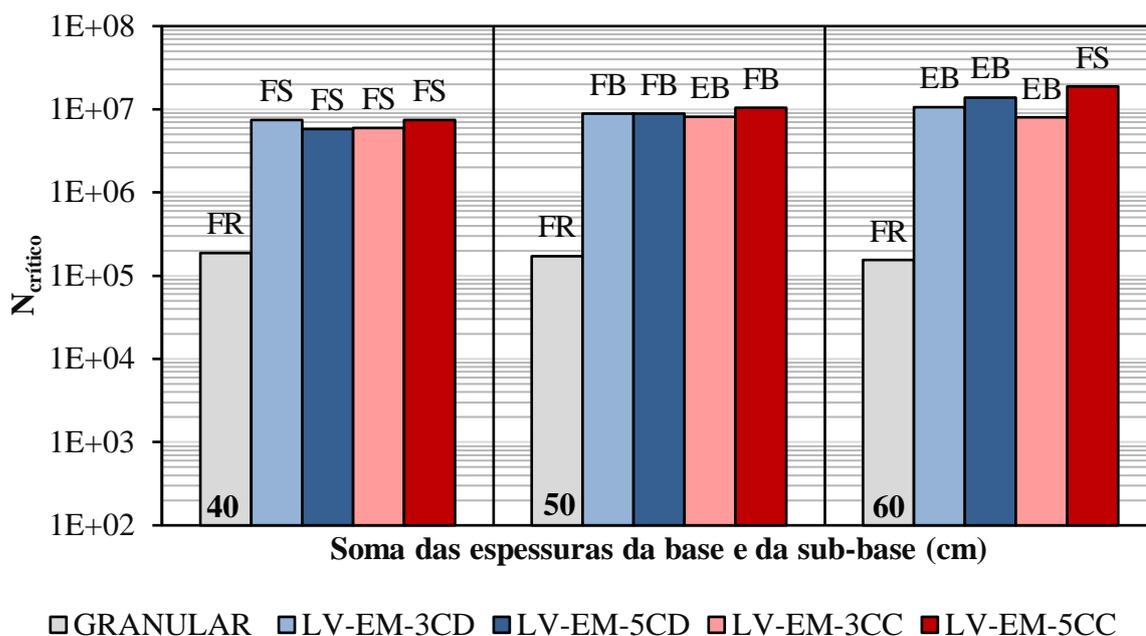


Figura 5.22: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Latossolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural

Ao aumentar a espessura do revestimento de 5 para 12,5 cm, grande parte das tensões decorrentes das passagens dos veículos são dissipadas por essa camada. Dessa forma, a tensão que chega no topo da base é substancialmente reduzida, sendo observados diferentes mecanismos de degradação, conforme as espessuras combinadas de base e sub-base e também em função do teor e do tipo de cal utilizados. Ao comparar os resultados da Figura 5.22 (12,5 cm) com os da Figura 5.21 (5 cm), são observados aumentos expressivos no número de solicitações admissíveis, principalmente para as estruturas em que o Latossolo foi estabilizado com 3% de cal (menores resistências). Para essas, verificou-se que, dependendo da espessura combinada de base e sub-base, o aumento no  $N_{AASHTO}$  proporcionado pelo aumento da espessura de concreto asfáltico variou entre 10 e 15 vezes.

Para a estrutura da Figura 5.22, substituir as camadas granulares por cimentadas, traz benefícios quando ao comportamento mecânico do pavimento. Observa-se que o aumento do  $N_{AASHTO}$  varia entre 31 e 122 vezes. Por exemplo: quando se compara a estrutura com base e sub-base em BGS na espessura de 50 cm ( $N \approx 1,7 \times 10^5$ ) com a estrutura com sub-base em mistura de Latossolo com 5% de cal calcítica, compactada na energia modificada ( $N \approx 1,0 \times 10^7$ ), constata-se um aumento de 60 vezes no número de solicitações admissíveis. Ainda, os melhores resultados são obtidos com a espessura combinada da base e da sub-base igual a 60 cm. Para essas, o maior aumento foi observado para a mistura de Latossolo e 5% de cal calcítica.

Também se verifica o efeito do teor e do tipo de cal da mistura constituinte da base e da sub-base no número de solicitações admissíveis. Novamente, adicionando-se 3% de cal, observa-se que a cal dolomítica apresenta um comportamento 22% superior à cal calcítica. Essa observação é feita para as diferentes espessuras e mecanismos de degradação, já que a mistura com 3% de

cal dolomítica é levemente mais resistente, menos rígida e suporta maiores deformações antes de romper do que a mistura com 3% de cal calcítica. Por outro lado, aumentando-se para 5% o teor de cal, a cal calcítica resulta em  $N_{AASHTO}$  26% superiores aos obtidos com cal dolomítica.

Com relação ao teor de cal, percebe-se que quando da adição de cal dolomítica, o aumento de 3 para 5% de cal apenas proporciona aumento no  $N_{AASHTO}$  quando a espessura das camadas de base e sub-base resulta em 60 cm. Para menores espessuras, o mecanismo de degradação é a fadiga da base ou da sub-base cimentada. Como a deformação na ruptura da mistura com 3% de cal dolomítica é superior à obtida quando da adição de 5%, a mesma consegue suportar maiores deformações antes de romper, resultando em  $N_{AASHTO}$  superiores (no caso de 40 cm) ou iguais (para 50 cm). Por outro lado, para a cal calcítica, o aumento do teor de cal de 3 para 5% resulta em aumentos médios entre 24 e 135%.

Adotando-se 20 cm de espessura do revestimento, foram obtidos os resultados apresentados na Figura 5.23, envolvendo as misturas de Latossolo e cal, compactadas na energia modificada. As siglas apresentadas logo acima dos resultados de número N identificam os mecanismos de degradação que devem levar à ruptura do pavimento, sendo FB e FS, a fadiga da base e da sub-base cimentada, respectivamente; e FR, a fadiga do revestimento asfáltico.

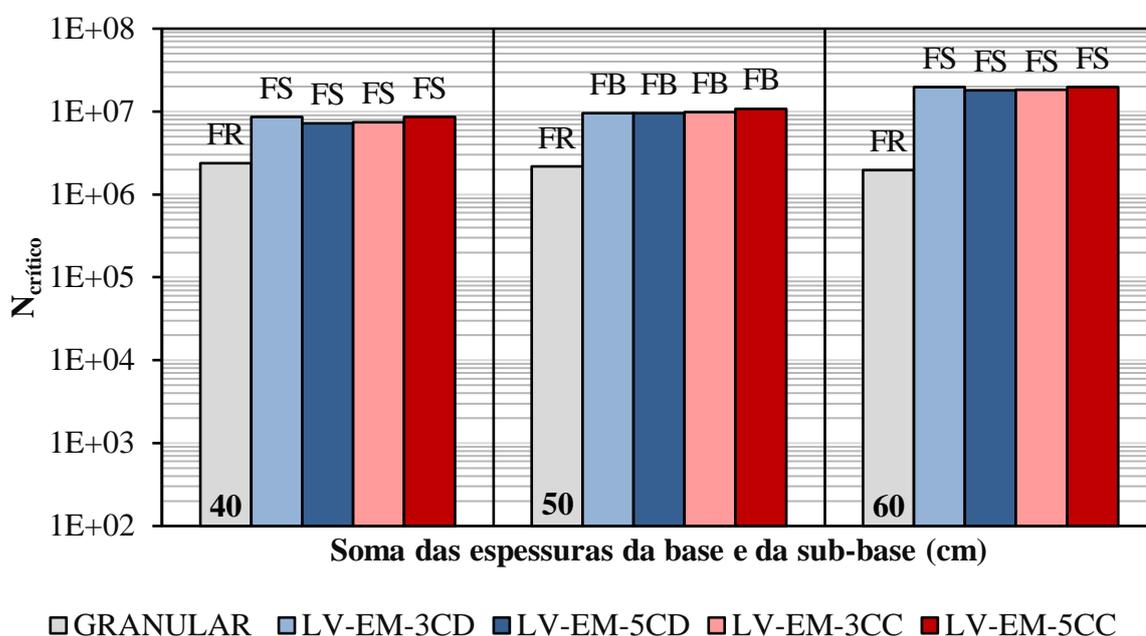


Figura 5.23: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Latossolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural

Na Figura 5.23 se observa que a substituição das camadas granulares pelas de Latossolo estabilizado com cal é benéfica em termos de volume de tráfego admissível. Os aumentos no número  $N_{AASHTO}$ , proporcionados pela inclusão das camadas cimentadas, estão entre 4 e 10 vezes. É perceptível o efeito das espessuras de base e sub-base no desempenho global do pavimento. Isso é decorrente dos mecanismos de degradação, que para as estruturas semirrígidas, estão relacionados à fadiga das camadas cimentadas. Ao aumentar a espessura

dessas camadas, as tensões de tração que chegam à sua fibra inferior, bem como as deformações associadas diminuem, resultando em maiores vidas de fadiga da base e da sub-base estabilizadas. Ao aumentar de 40 para 50 cm, verifica-se um aumento médio de 26% no  $N_{AAASHTO}$ , sendo que aumentando-se de 40 para 60 cm, o aumento médio é ainda mais significativo (92%).

O aumento da espessura do revestimento de 12,5 para 20 cm proporcionou aumentos entre 4 e 129% no número de solicitações admissíveis, sendo significativamente menores do que os obtidos pelo aumento da espessura do revestimento de 5 para 12,5 cm. Ainda, quanto aos efeitos do teor e do tipo de cal, observa-se que os mesmos variam de acordo com as espessuras das camadas cimentadas e são semelhantes aos observados para as estruturas com 5 e 12,5 cm de revestimento.

### 5.1.3 Síntese dos resultados das análises mecânicas

As análises mecânicas desenvolvidas permitiram compreender e quantificar o efeito da inclusão de camadas de solos estabilizados com cal na capacidade estrutural de pavimentos, e os impactos no dimensionamento.

Ao analisar estruturas com revestimento em tratamento superficial, percebe-se que quando as camadas de base e sub-base são granulares, o mecanismo de ruptura é a deformação permanente do subleito; portanto, elevando-se a espessura total do pavimento, se aumenta o número de solicitações admissíveis. Ao se substituírem materiais granulares (BGS) pelas misturas de solos estabilizados na sub-base, e eventualmente na base, diminuem as deformações verticais de compressão no topo do subleito e aumenta consideravelmente o número de solicitações que o pavimento pode receber antes de romper por deformações permanentes do solo de fundação. É importante destacar que maiores benefícios são obtidos se as camadas de solo-cal forem compactadas na energia modificada.

Nas estruturas com revestimento de concreto asfáltico e bases e sub-base granulares, se percebe que o mecanismo de ruptura é a fadiga da mistura asfáltica. A capacidade estrutural desses pavimentos (número admissível de eixos padrão), especialmente os que apresentam 5 e 12,5 cm de revestimento, é bastante baixa. As camadas granulares (base e sub-base) são muito deformáveis, resultando em elevadas tensões de tração e deformações de extensão na fibra inferior da camada asfáltica, com impactos negativos em sua vida de fadiga. Substituindo-se materiais granulares (BGS) pelos solo-cal pesquisados, constata-se uma melhoria significativa no desempenho global do pavimento, com aumento igualmente significativo do número de solicitações admissíveis. A inclusão de uma sub-base mais rígida proporciona à base granular uma plataforma de apoio pouco deformável e um decorrente aumento de seu módulo, com efeitos benéficos na vida de fadiga da camada asfáltica. À medida que se aumenta a espessura do revestimento, alcançam-se maiores números  $N_{AAASHTO}$ , observando-se mudanças no mecanismo que levará à ruptura do pavimento. Além do efeito da espessura do revestimento nos mecanismos de degradação observados, observa-se que os mesmos também estão associados às características dos materiais, como resistência, módulo e deformação na ruptura,

bem como à espessura da sub-base cimentada. Isso relaciona o desempenho do pavimento ao tipo e ao teor de cal, que são fatores controláveis estudados nessa pesquisa.

Mesmo se obtendo resultados mais favoráveis quando da compactação na energia modificada, percebe-se nas estruturas estudadas, que a inclusão de sub-base de solo-cal compactada na energia normal também proporciona melhor comportamento do que a estrutura dita de referência (puramente flexível). Isso só não foi verificado para a mistura de Luvisolo e 3% de cal dolomítica; razão pela qual essa mistura não deve ser empregada em camadas de pavimento.

Globalmente, constata-se um significativo aumento da capacidade estrutural dos pavimentos com revestimento em concreto asfáltico, quando se empregam misturas de solos estabilizados com cal na base e na sub-base. As exceções são constituídas por pavimentos com camadas de Luvisolo melhorado. De forma geral, enfatiza-se a importância de se compactar as camadas de solos estabilizados na energia modificada, que traz vantagens muito significativas ao desempenho global do pavimento.

Em geral, os resultados obtidos para as estruturas semirrígidas com revestimento em concreto asfáltico foram bastante satisfatórios, sendo observadas alterações nos mecanismos de degradação e nos valores de  $N_{AASHTO}$  crítico, conforme se variava as espessuras do revestimento e das camadas cimentadas. Ficou evidenciada forte relação entre as características mecânicas das misturas solo-cal e a capacidade estrutural dos pavimentos, demonstrando a importância da boa dosagem e da escolha adequada do tipo de cal a ser utilizada.

Finalizando, observam-se duas limitações nas análises mecânicas realizadas para as estruturas C e D:

- A primeira se refere ao módulo do revestimento. Devido à adoção do módulo de aproximadamente 3000 MPa para o concreto asfáltico, as tensões geradas pelo tráfego na base estabilizada são elevadas (especialmente nas estruturas com revestimentos mais delgados) reduzindo a capacidade estrutural dessa base, resultando menores valores de  $N$  relacionados ao esmagamento (que é função da tensão vertical no topo da camada) e à fadiga (influenciada pela deformação horizontal na fibra inferior).
- A outra diz respeito à consideração de um único tipo de mistura asfáltica nas estruturas com 12,5 e 20 cm de revestimento e base granular. Aplicando-se o conceito de dissociação de funções de camadas asfálticas, poderia ter-se adotado uma mistura mais rígida (com maior módulo) na parte superior do revestimento, mantendo-se na parte inferior a mistura mais flexível. Essa combinação de camadas asfálticas com módulos decrescentes permitiria a redução das tensões transmitidas à camada inferior, que por ser mais flexível suportaria maiores deformações sem romper, além de reduzir as tensões transmitidas à base.

Sem minimizar essas limitações, salienta-se que o foco das análises mecânicas discutidas neste capítulo foi avaliar e quantificar os efeitos de se empregarem camadas de solos tropicais estabilizados (ou melhorados) com cal na capacidade estrutural de pavimentos, e os impactos no dimensionamento.

## 5.2 APLICAÇÃO EM PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS COM CAMADAS DE SOLO ESTABILIZADO COM CAL

Como foi observado no capítulo 2, o emprego de camadas de solos estabilizados com cal é restringido, no Brasil, por incertezas no dimensionamento de pavimentos que as incluam; contribuir no esclarecimento de tais dúvidas norteou a pesquisa apresentada nesta tese.

Sem dispensar a realização de estudos aprofundados, incluindo a caracterização (inclusive química, física e mineralógica) de materiais, a dosagem de solos estabilizados ou melhorados e a realização de ensaios relevantes para obtenção de parâmetros para dimensionamento mecanístico-empírico, nesta seção é apresentado um guia de pré-dimensionamento, para auxiliar na comparação de estratégias construtivas e na tomada de decisão sobre a natureza do pavimento (pavimentos flexíveis ou semirrígidos?) a ser construído.

O guia foi desenvolvido a partir dos resultados obtidos experimentalmente, previamente analisados no capítulo 4. Dessa forma, os materiais utilizados nas diferentes camadas são aqueles previamente apresentados no item 5.1.1; e as estruturas correspondem às abordadas no item 3.2.9. Para facilitar a compreensão do procedimento proposto, as etapas sugeridas para o pré-dimensionamento são mostradas no fluxograma da Figura 5.24.

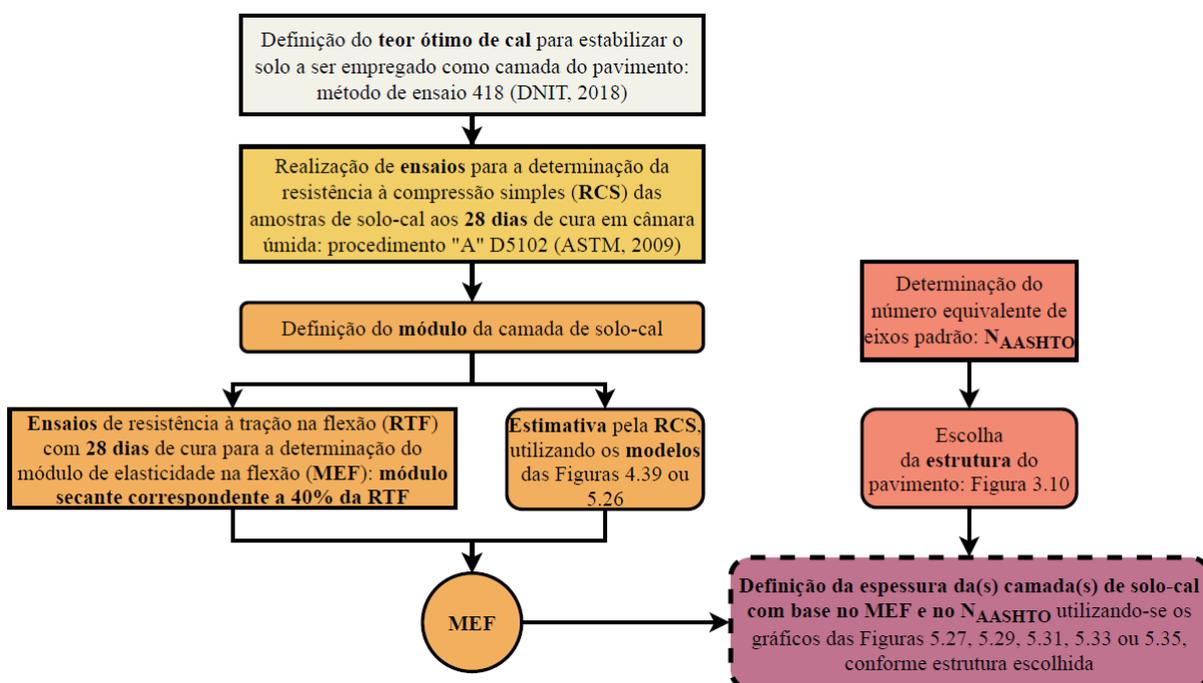


Figura 5.24: Fluxograma para pré-dimensionamento de pavimentos contendo camadas de solos tropicais estabilizados com cal

O procedimento inicia com a dosagem e a realização de ensaios de compactação de misturas com o teor de cal antes definido, na energia considerada (recomenda-se a modificada). A seguir, moldam-se 3 corpos de prova cilíndricos da mistura solo-cal, que são postos em cura úmida, por 28 dias. Passado esse período, ensaiam-se os corpos de prova para determinar a RCS.

Conhecendo-se a resistência à compressão simples aos 28 dias da mistura solo-cal a ser empregada como camada do pavimento, deve-se definir o módulo de elasticidade na flexão da mesma. Embora se enfatize a importância da realização de ensaios de resistência à tração na flexão em vigas prismáticas, o MEF, para fins de anteprojeto, pode ser estimado pelo modelo proposto na Figura 4.39, que considera misturas solo-cal compactadas em ambas as energias, ou pelo modelo da Figura 5.25, que contempla apenas os resultados correspondentes à energia modificada. O modelo deve ser definido de acordo com a estrutura em que o material será empregado. Dentre as estruturas propostas na sequência, deve-se escolher a que melhor atenda as solicitações do tráfego, representadas pelo  $N_{AASHTO}$ . A partir dos gráficos propostos nesse guia, é possível encontrar a espessura adequada para a camada cimentada.

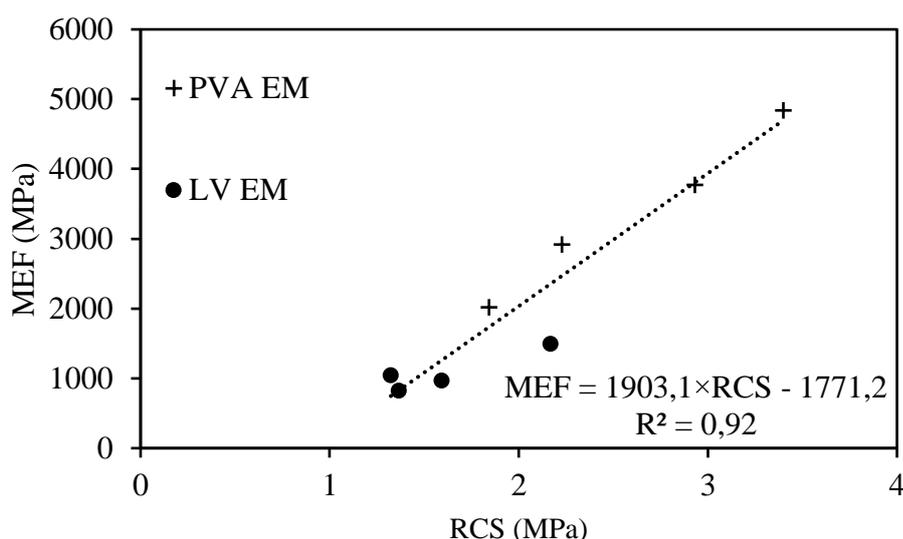


Figura 5.25: Relação entre a resistência à compressão simples e o módulo de elasticidade na flexão das misturas solo-cal compactadas na energia modificada e curadas por 28 dias

A seguir são apresentadas as informações e os gráficos para cada estrutura estudada. Destaca-se que quando do emprego de concreto asfáltico como revestimento, o mesmo foi fixo em 3000 MPa, sendo essa uma das limitações deste guia de pré-dimensionamento. A camada granular, quando existente, é de BGS, conforme dados apresentados no item 5.1.1, assim como os solos de subleito, em que foram utilizados os modelos que constam no mesmo item. Quanto ao módulo de resiliência do subleito, como o mesmo é dependente do estado de tensões, se verificou o intervalo de variação dos mesmos para cada estrutura estudada.

Para facilitar a análise dos dados, os módulos das misturas solo-cal foram arredondados para a centena mais próxima. Esse arredondamento foi realizado apenas para a etapa de apresentação dos resultados, sendo que nas análises mecânicas foram utilizados os valores obtidos experimentalmente, ou seja, os que já haviam sido empregados no item 4.7. Em alguns casos, foi necessária a adoção de critérios específicos adicionais, informados na sequência.

### 5.2.1 Estrutura semirrígida invertida com tratamento superficial

Estrutura composta de 2 cm de tratamento superficial, sem função estrutural, 15 cm de base de BGS e subleito de solo natural com módulo de resiliência variando entre 100 e 180 MPa. Ressalta-se que a variação do módulo se deve às diferentes tensões que chegam ao subleito. Nesse caso, a sub-base é composta de solo-cal, sendo estudados materiais com diferentes módulos e espessuras entre 20 e 40 cm.

Os resultados referentes à Estrutura A, apresentados no item 5.1.2.1, evidenciaram que o emprego da energia normal para a compactação da sub-base de solo-cal não é satisfatório. Observou-se que o número de solicitações admissíveis é consideravelmente baixo, devido ao mecanismo de degradação ser o esmagamento avançado da camada cimentada. Dessa forma, seu uso é desaconselhado, em função das baixas resistências à compressão obtidas quando do emprego dessa energia.

A partir dos resultados correspondentes à sub-base cimentada compactada na energia modificada, foi possível observar a influência do módulo e da espessura dessa camada na capacidade estrutural do pavimento (número N). Como o objetivo dessa seção é promover um guia prático para o pré-dimensionamento de pavimentos com camadas em solo-cal, optou-se por realizar algumas adaptações. Além do arredondamento dos valores de módulo para a centena mais próxima, se considerou a deformação na ruptura como sendo 200 microstrain, independentemente da mistura estudada, já que a constância desse parâmetro foi observada, como apresentado na Figura 4.40. Devido o esmagamento avançado aparecer como mecanismo de ruptura predominante para parte das estruturas estudadas, optou-se por se estimar os valores de RCS a partir dos módulos de elasticidade na flexão aos 28 dias, pelo modelo da Figura 5.25, que é específico para misturas compactadas na energia modificada. Dessa maneira, foram utilizados os resultados das análises mecânicas desenvolvidas no item 4.7, porém foram alterados os parâmetros de deformação na ruptura e de resistência à compressão simples do material cimentado, já que são dados necessários para a estimativa do N relacionado ao trincamento por fadiga e ao esmagamento avançado da camada cimentada, respectivamente.

#### 5.2.1.1 Pré-dimensionamento de pavimentos invertidos com tratamento superficial

Caso não tenha sido realizado o ensaio para determinação de RTF em vigas prismáticas, pode-se estimar o módulo de elasticidade na flexão a partir dos resultados de resistência à compressão simples obtidos em corpos de prova cilíndricos, com 28 dias de cura, empregando-se o modelo (5.1). Esse modelo, cujo  $R^2$  é de 92%, é válido para resistências entre 1,4 e 3,4 MPa, sendo que a RCS e o MEF são expressos em MPa.

$$MEF = 1903,1 \times RCS - 1771,2 \quad (5.1)$$

Conhecendo-se o módulo de elasticidade na flexão da mistura solo-cal, bem como o  $N_{AASHTO}$  para qual o pavimento está sendo dimensionado, pode-se definir a espessura da sub-base empregando-se a Figura 5.26.

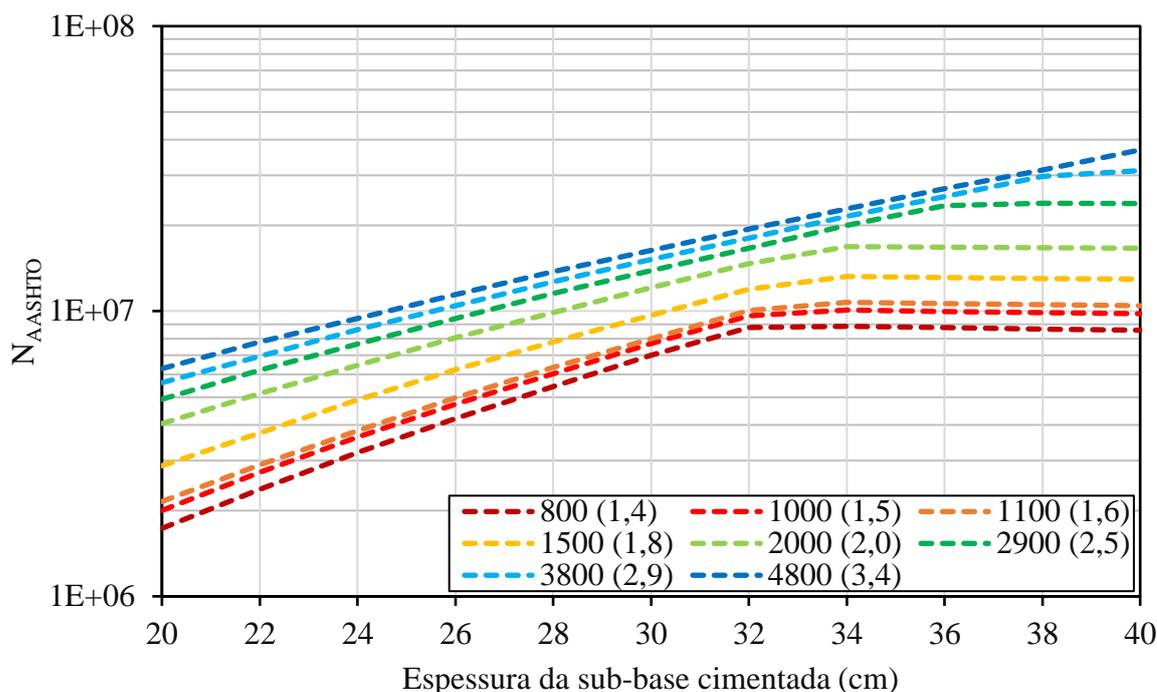


Figura 5.26: Relação entre o  $N_{AASHTO}$  e a espessura da sub-base de solo-cal, em função do MEF e da RCS da sub-base (MPa) para estrutura semirrígida invertida com tratamento superficial e subleito com MR entre 100 e 180 MPa

Destaca-se que o comportamento observado na Figura 5.26, está relacionado ao mecanismo que leva à ruptura do pavimento. O crescimento linear do número admissível de solicitações com a elevação da espessura da sub-base evidencia que o mecanismo de degradação predominante é a fadiga da camada cimentada. Como mencionado anteriormente, a fadiga da camada cimentada não implica o fim da vida útil do pavimento, pois a mesma assume comportamento equivalente ao granular, com um módulo semelhante, mas não igual, ao de britas. No estágio atual da pesquisa não se têm valores de módulos equivalentes, e por essa razão desconsidera-se o volume de tráfego adicional que o pavimento ainda poderia receber, antes de alcançar o limite mínimo de serventia. No caso da estrutura invertida com tratamento superficial as novas análises contemplariam as rupturas por cisalhamento da base granular e da sub-base equivalente à granular, assim como a deformação permanente do subleito. Porém, na ausência de valores de módulos equivalentes, e por se dimensionar os pavimentos com margem de segurança, optou-se por considerar a vida de fadiga da camada cimentada como mecanismo definidor do número de solicitações admissíveis.

A maioria das análises realizadas resultou no aparecimento de um patamar na Figura 5.26, no qual o valor de  $N_{AASHTO}$  independe da espessura da camada cimentada. O início desse patamar indica a espessura a partir da qual, o mecanismo de ruptura passa a ser o esmagamento avançado da sub-base cimentada. Por exemplo: para misturas com módulos de 800 e 2000 MPa (resistências entre 1,4 e 2 MPa), isso ocorre a partir de 34 cm, enquanto que para a mistura com módulo de 2900 MPa (resistência de 2,5 MPa), o mecanismo de degradação predominante passa a ser o esmagamento, quando a camada cimentada tem 38 cm. Para a mistura com maior módulo

(4800 MPa) e resistência (3,4 MPa), o esmagamento da sub-base não ocorre e o mecanismo de ruptura é a fadiga da camada cimentada.

Para complementar, foi realizada uma análise de regressão com os resultados, obtendo-se o modelo (5.2), cujo coeficiente de determinação é de 97,2%. O emprego desse modelo, permite estimar o  $N_{AASHTO}$  com informações da sub-base de solo-cal, como espessura, em cm, e módulo de elasticidade na flexão, em MPa.

$$N_{AASHTO} = -3974042 - 2601 \times MEF + 179503 \times espessura - 0,5259 \times MEF \times MEF + 288,9 \times MEF \times espessura \quad (5.2)$$

Enfatiza-se que o modelo (5.2) é válido apenas para o pré-dimensionamento de pavimentos invertidos com tratamento superficial, com sub-bases de solos estabilizado com cal com módulos compreendidos entre 800 e 4800 MPa e espessuras entre 20 e 40 cm.

A análise de regressão possibilitou a representação dos resultados no gráfico de contorno da Figura 5.27. Além de explicitar como o número de solicitações admissíveis varia em função da espessura e do MEF da sub-base cimentada, a figura permite estimar a espessura da sub-base de solo-cal. Como se trabalha com intervalos de  $N_{AASHTO}$ , é sugerida a utilização do modelo da equação (5.2) em conjunto com o gráfico da Figura 5.27.

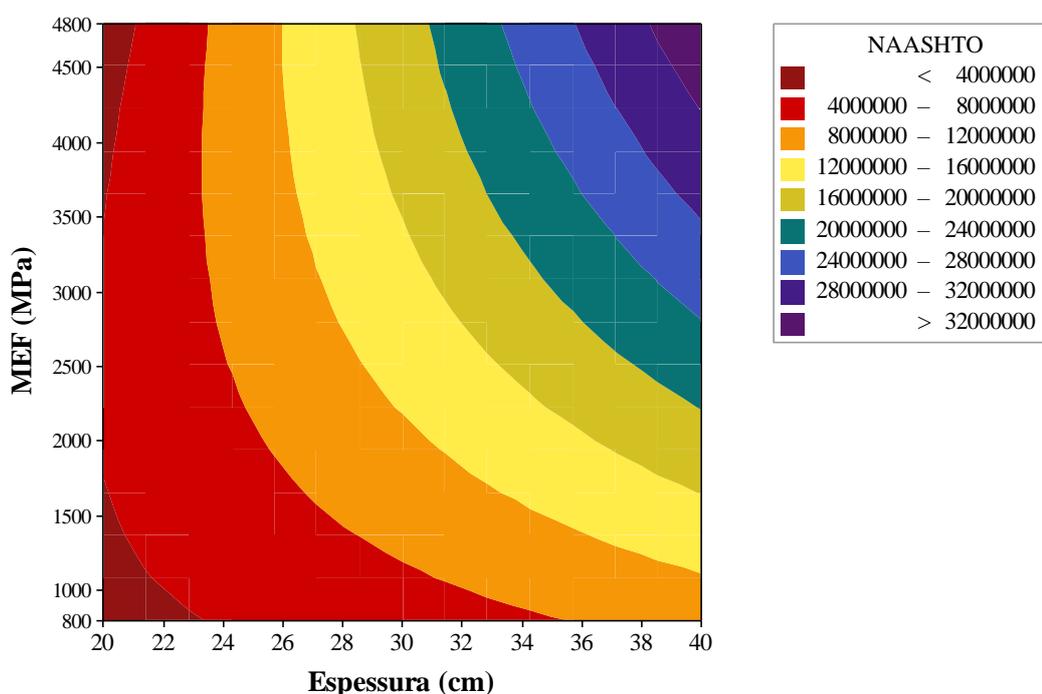


Figura 5.27: Gráfico de contorno entre o MEF e a espessura da sub-base de solo-cal para estimar o  $N_{AASHTO}$  (entre  $4 \times 10^6$  e  $3,2 \times 10^7$ ) para pavimentos invertidos com tratamento superficial, considerando subleito com módulo de resiliência entre 100 e 180 MPa

## 5.2.2 Estrutura semirrígida invertida com revestimento em concreto asfáltico

No pré-dimensionamento de pavimentos invertidos com concreto asfáltico, foram consideradas as espessuras de revestimento de 12,5 cm e 20 cm e o módulo de resiliência da mistura asfáltica igual a 3000 MPa, sobrejacentes à base granular (BGS) de 15 cm. Para a sub-base de solo-cal consideraram-se diferentes valores de módulo e espessuras variando de 20 a 40 cm. O módulo de resiliência do solo de subleito é dependente do estado de tensões, variando entre 100 e 200 MPa.

Os resultados apresentados no item 4.7 mostram que os pavimentos invertidos com concreto asfáltico têm comportamento satisfatório (valores de médios a elevados para  $N_{AASHTO}$ ) quando a espessura do revestimento é no mínimo 12,5 cm. Isso inclusive permite que se compacte a camada cimentada na energia normal.

Como os mecanismos de ruptura estão relacionados à espessura do revestimento, os pré-dimensionamentos diferem entre as duas espessuras de concreto asfáltico, como se mostra a seguir.

### 5.2.2.1 Pré-dimensionamento de pavimentos invertidos com concreto asfáltico de 12,5 cm

O primeiro passo consiste na determinação do módulo de elasticidade na flexão, sendo que maior representatividade é obtida realizando-se o ensaio. Caso não seja possível obter o valor experimentalmente, deve-se estimá-lo a partir dos resultados de resistência à compressão simples aos 28 dias de cura. Para isso, se faz uso do modelo da Figura 4.39, que consta na equação (5.3). O mesmo é válido para resistências entre 0,3 e 3,4 MPa e apresenta coeficiente de determinação de 85%.

$$MEF = 562,123e^{0,6364 \times RCS} \quad (5.3)$$

Conhecendo-se o MEF da mistura solo-cal e  $N_{AASHTO}$  para qual o pavimento está sendo dimensionado, é possível definir a espessura da sub-base usando a Figura 5.28.

Ao empregar revestimento de 12,5 cm, percebe-se que independentemente dos materiais do subleito e da sub-base, o mecanismo de ruptura será a fadiga do revestimento. No cálculo do número de solicitações admissíveis, se considera a deformação de tração na fibra inferior do revestimento, sendo que os parâmetros do modelo são definidos de acordo com a espessura e o módulo do concreto asfáltico.

Como consequência do aumento do módulo da sub-base, a base de BGS compactada sobre uma plataforma mais rígida alcançará maior MR. Com isso, diminuirá a relação modular entre o revestimento e a base, reduzindo as tensões de tração na fibra inferior da camada asfáltica e as deformações a elas associadas, aumentando, em última análise a vida de fadiga do revestimento. Isso explica o comportamento das curvas da Figura 5.28, na qual também se percebe o aumento da espessura da sub-base de solo-cal e de seu módulo resultam em maior vida de fadiga do revestimento asfáltico.

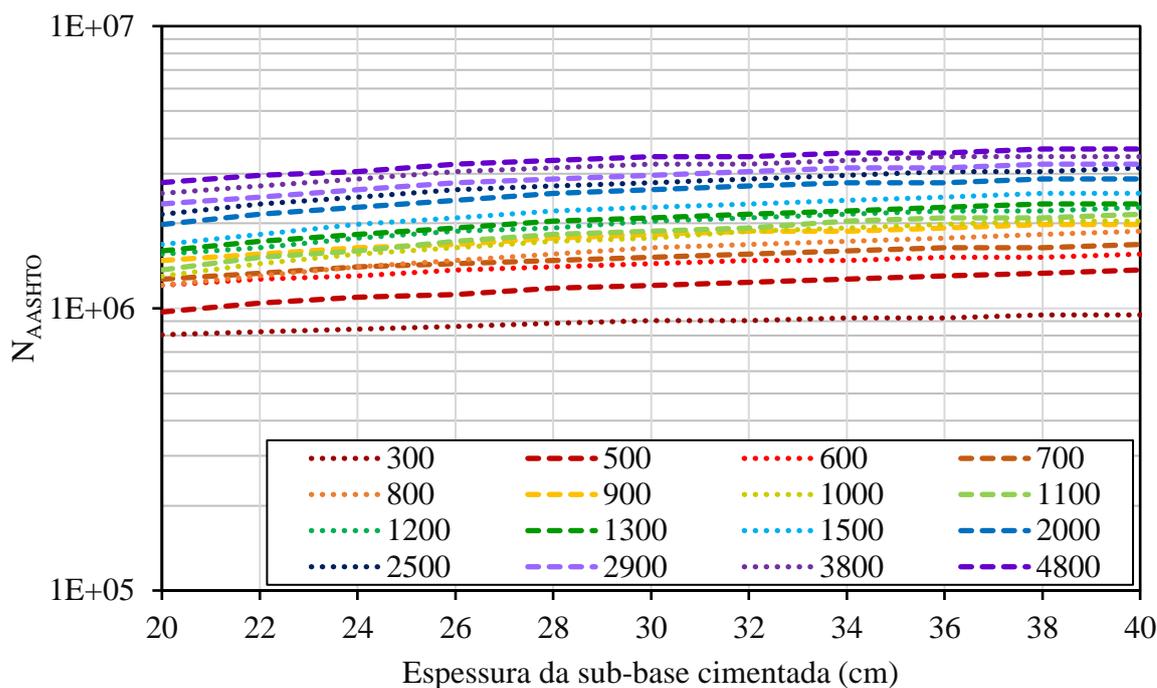


Figura 5.28: Relação entre o  $N_{AASHTO}$  e a espessura da sub-base de solo-cal, em função do MEF da sub-base (em MPa) para a estrutura semirrígida invertida com 12,5 cm de concreto asfáltico e subleito com MR entre 100 e 200 MPa

A análise de regressão dos dados demonstrou ser significativa, com  $R^2$  de 98,3%. A partir do modelo (5.4), é possível estimar o  $N_{AASHTO}$  inserindo a espessura, em cm, e o módulo de elasticidade na flexão, em MPa, da sub-base de solo-cal.

$$\begin{aligned}
 N_{AASHTO} = & -996716 - 963,2 \times MEF + 94937 \times espessura & (5.4) \\
 & - 0,13275 \times MEF \times MEF \\
 & - 1205 \times espessura \times espessura \\
 & + 6,756 \times MEF \times espessura
 \end{aligned}$$

O gráfico de contorno obtido na análise de regressão é apresentado na Figura 5.29. Ao observá-lo é possível compreender como o  $N_{AASHTO}$  é influenciado pela espessura e pelo MEF da camada de solo-cal. O mesmo também pode ser utilizado no pré-dimensionamento da sub-base de solo-cal. A espessura dessa camada é obtida relacionando-se o MEF com o  $N_{AASHTO}$ . Para uma maior acurácia da estimativa, sugere-se a utilização da Figura 5.29 em conjunto com o modelo (5.4).

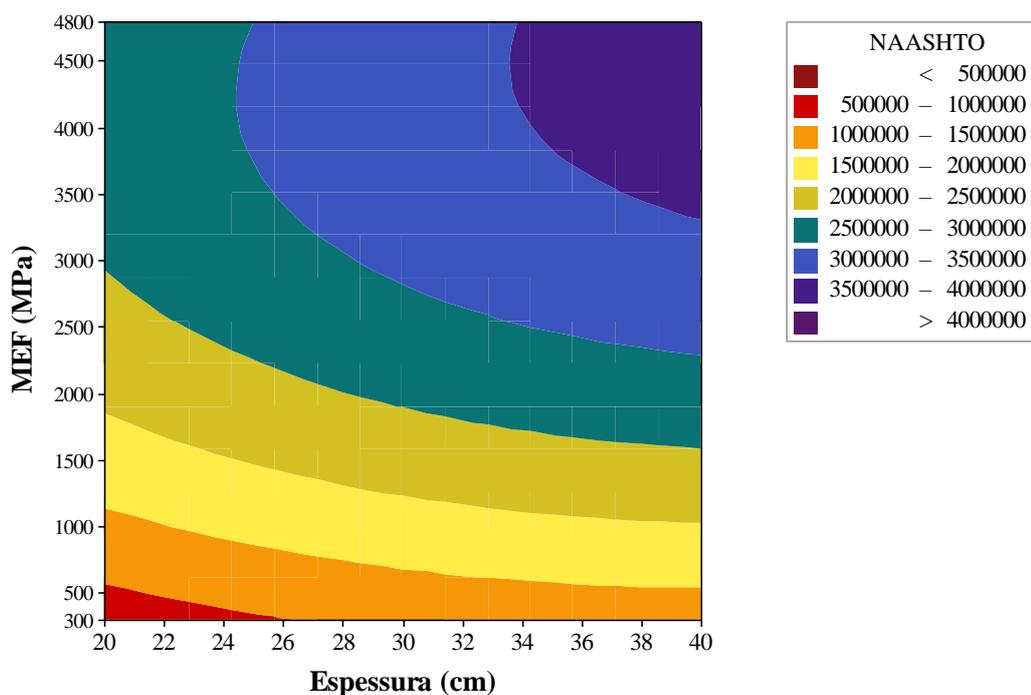


Figura 5.29: Gráfico de contorno entre o MEF e a espessura da sub-base de solo-cal para estimar o  $N_{AASHTO}$  (entre  $5 \times 10^5$  e  $4 \times 10^6$ ) para pavimentos invertidos com 12,5 cm de concreto asfáltico, considerando subleito com módulo de resiliência entre 100 e 200 MPa

#### 5.2.2.2 Pré-dimensionamento de pavimentos invertidos com concreto asfáltico de 20 cm

Inicia-se pela determinação do módulo de elasticidade na flexão, que, sempre que possível, deve ser obtido experimentalmente. Não sendo possível, estima-se pelo modelo (5.3). Para isso, são utilizados os resultados de resistência à compressão simples aos 28 dias de cura, sendo que a validade do modelo é limitada para valores de RCS entre 0,3 e 3,4 MPa.

Conhecendo-se o MEF da mistura solo-cal e o  $N_{AASHTO}$  para qual o pavimento está sendo dimensionado, a espessura da sub-base de solo-cal pode ser definida pela Figura 5.30.

Ao adotar-se 20 cm de concreto asfáltico como revestimento, foi observado que os mecanismos de ruptura alternaram entre fadiga do revestimento e fadiga da sub-base cimentada. Para análise de fadiga da sub-base estabilizada, a deformação na ruptura das misturas de solo-cal foi considerada igual a 200 microstrain.

Os intervalos de variação para ocorrência dos mecanismos de ruptura observados dependem do módulo da sub-base; assim, por exemplo, se o MEF da mistura solo-cal for 300 MPa, independentemente da espessura de solo-cal, o pavimento rompe por fadiga do revestimento. Considerando as misturas com módulos maiores, se constatou que em pavimentos com espessuras menores de sub-base ocorre primeiro a ruptura por fadiga dessa camada; enquanto que em pavimentos com sub-bases mais espessas, o mecanismo de degradação predominante passa a ser a fadiga do revestimento. Como abordado anteriormente, a espessura para a qual ocorre a mudança de mecanismo de degradação, depende dos módulos do subleito e da sub-

base. Como se observa na Figura 5.30, os dois mecanismos de ruptura são sensíveis à espessura da sub-base, com  $N_{AASHTO}$  aumentando para sub-bases mais espessas. As mudanças nas inclinações das curvas indicam alteração do mecanismo que leva à ruptura, sendo a fadiga da sub-base mais sensível à variação de espessura; correspondendo, portanto, aos trechos com maior declividade.

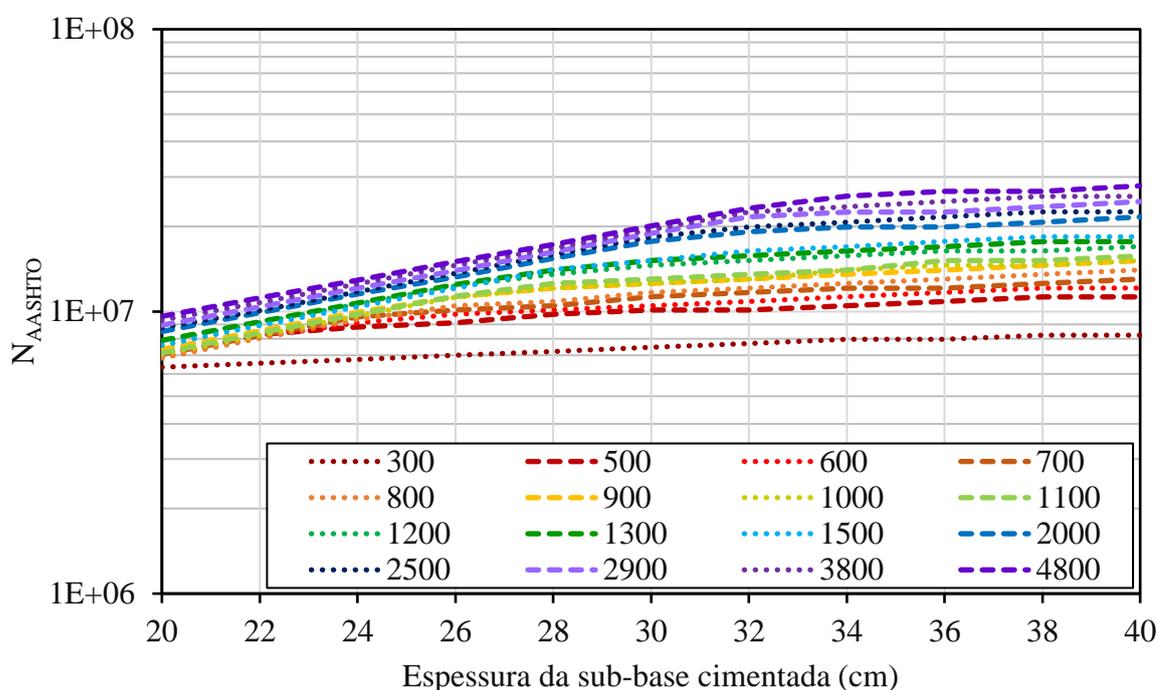


Figura 5.30: Relação entre o  $N_{AASHTO}$  e a espessura da sub-base de solo-cal, em função do MEF da sub-base (MPa) para a estrutura semirrígida invertida com 20 cm de concreto asfáltico e subleito com MR entre 100 e 200 MPa

Foi realizada a análise de regressão dos dados, gerando o modelo (5.5), que apresentou coeficiente de determinação de 97,3%. Inserindo-se os dados da sub-base de solo-cal no modelo, pode-se estimar o  $N_{AASHTO}$ , sendo que a espessura deve ser informada em cm e o módulo em MPa.

$$\begin{aligned}
 N_{AASHTO} = & -12861592 + 1172601 \times espessura & (5.5) \\
 & - 0,7131 \times MEF \times MEF \\
 & - 126534 \times espessura \times espessura \\
 & + 199,79 \times MEF \times espessura
 \end{aligned}$$

A análise de regressão permitiu a representação dos resultados no gráfico de contorno da Figura 5.31. A partir do mesmo, pode-se entender os efeitos da espessura e do MEF da camada de solo-cal no número de solicitações admissíveis. Além disso, o gráfico pode ser usado para determinar a espessura da sub-base de solo-cal, que é obtida relacionando-se valores de MEF e  $N_{AASHTO}$ . Como se trabalha com intervalos de  $N_{AASHTO}$ , sugere-se a utilização do modelo (5.5) em conjunto a Figura 5.31.

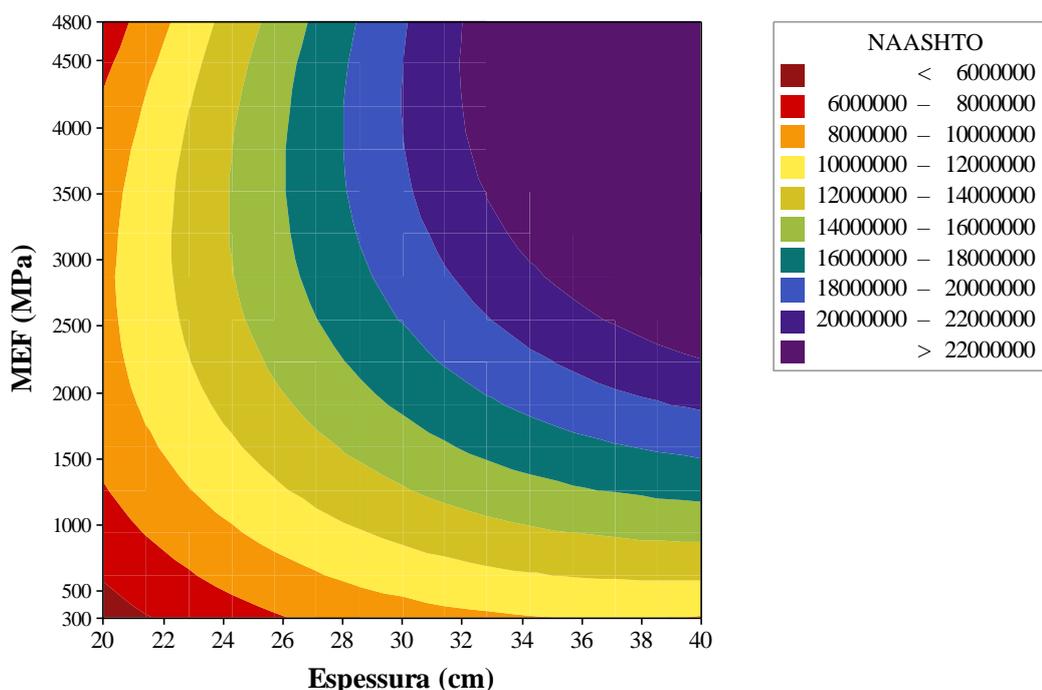


Figura 5.31: Gráfico de contorno entre o MEF e a espessura da sub-base de solo-cal para estimar o  $N_{AASHTO}$  (entre  $6 \times 10^6$  e  $2,2 \times 10^7$ ) para pavimentos invertidos com 20 cm de concreto asfáltico, considerando subleito com módulo de resiliência entre 100 e 200 MPa

### 5.2.3 Estrutura semirrígida com revestimento em concreto asfáltico

Nesse caso a estrutura é semirrígida, de modo que tanto a base como a sub-base é de solo-cal, com diferentes valores de módulo e espessuras entre 40 e 60 cm (base e sub-base). Dessa forma, cada camada individualmente apresenta entre 20 e 30 cm, sendo que a variação das espessuras foi realizada a cada 2 cm, considerando a sub-base como a de maior espessura. Ainda, foi considerado o mesmo material nas duas camadas cimentadas.

Espessuras de 12,5 e de 20 cm foram consideradas para o revestimento em concreto asfáltico com MR de 3000 MPa. O intervalo de variação do módulo de resiliência para os solos de subleito foi de 120 a 230 MPa. Os maiores valores encontrados em relação às outras estruturas estudadas, são devidos à utilização de duas camadas de solo-cal, reduzindo fortemente nas tensões que chegam ao subleito.

A partir dos resultados do item 4.7, percebeu-se a sensibilidade da camada cimentada frente à espessura do revestimento. Para 12,5 cm, constatou-se que a compactação na energia normal resulta em misturas com resistência insuficiente, de modo que o pavimento rompe por esmagamento avançado da base cimentada. Já o revestimento com 20 cm de espessura transmite à base menores tensões verticais, reduzindo o risco de esmagamento dessa. Em qualquer caso, bases estabilizadas com RCS inferior a 1 MPa romperão por esmagamento avançado. Para esses materiais não se observa o efeito da espessura das camadas cimentadas nos valores de  $N_{AASHTO}$ .

Assim sendo, para as duas espessuras de concreto asfáltico foram considerados apenas os resultados das misturas compactadas na energia modificada.

No caso das estruturas com 12,5 cm de revestimento, observou-se que os mecanismos de ruptura variaram entre esmagamento avançado da base e fadiga da base e da sub-base. Dessa forma, para padronizar, os valores de RCS adotados para os diferentes MEF, foram determinados pelo modelo (5.1), sendo que a deformação na ruptura foi considerada como 200 microstrain para as misturas estudadas. Da mesma forma, a consideração quanto à deformação na ruptura foi realizada no caso da estrutura com 20 cm de concreto asfáltico, já que o mecanismo observado foi a fadiga das camadas cimentadas. Na sequência são apresentados os pré-dimensionamentos considerando as duas espessuras de concreto asfáltico.

### 5.2.3.1 Pré-dimensionamento de pavimentos semirrígidos com concreto asfáltico de 12,5 cm

Primeiramente, deve-se determinar o módulo de elasticidade na flexão, preferencialmente, a partir de ensaios. Se não for possível, o mesmo pode ser estimado substituindo a RCS aos 28 dias com o modelo (5.1). A validade do mesmo é limitada a resistências entre 1,4 e 3,4 MPa. Depois de definido o MEF da mistura de solo-cal, bem como o  $N_{AASHTO}$  para qual o pavimento está sendo dimensionado, definem-se as espessuras de base e sub-base a partir da Figura 5.32.

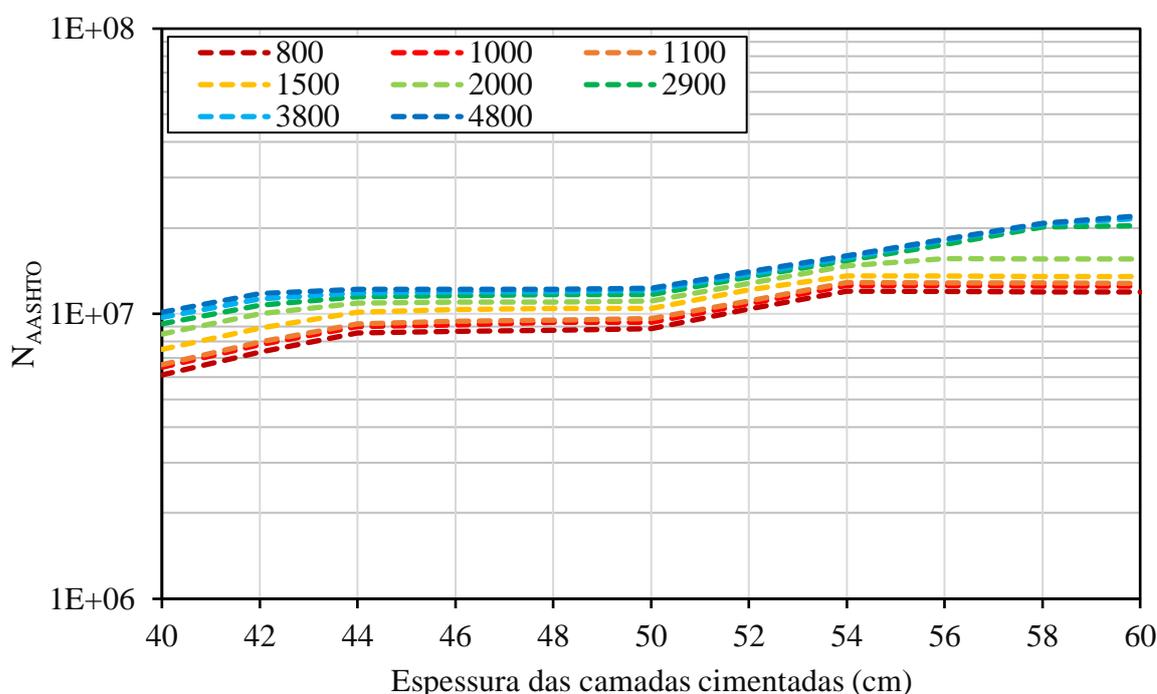


Figura 5.32: Relação entre o  $N_{AASHTO}$  e a espessura das camadas de solo-cal, em função do MEF (MPa) para a estrutura semirrígida com 12,5 cm de concreto asfáltico e subleito com MR entre 120 e 230 MPa

Utilizando-se material cimentado também na base, se percebe que a fadiga do revestimento não é mais o mecanismo que leva a ruptura do pavimento. Isso acontece devido à redução significativa da relação modular entre revestimento e base, de modo que as deformações de tração que ocorrem na fibra inferior do revestimento são muito menores. Analisando-se os

resultados da Figura 5.32, observa-se que o efeito da espessura está relacionado ao módulo das camadas cimentadas e também ao mecanismo de ruptura, que, por vezes é a fadiga de alguma das camadas cimentadas ou ainda, o esmagamento avançado da base.

Foi realizada a análise de regressão dos dados, que apresentou  $R^2$  de 92,4%. O modelo (5.6) pode ser usado para estimativa do  $N_{AASHTO}$ , com base na espessura das camadas cimentadas, em cm, e do módulo de elasticidade na flexão, em MPa.

$$N_{AASHTO} = 16979077 - 664503 \times \text{espessura} - 0,4111 \times MEF \times MEF \quad (5.6) \\ + 9144 \times \text{espessura} \times \text{espessura} \\ + 71,27 \times MEF \times \text{espessura}$$

Na Figura 5.33 consta o gráfico de contorno obtido pela análise de regressão. Além de observar os efeitos do MEF e da espessura das camadas cimentadas nos valores de  $N_{AASHTO}$ , o mesmo pode ser utilizado para a determinação da espessura das camadas de solo-cal. Para isso, deve-se relacionar o MEF com o  $N_{AASHTO}$ , sendo sugerida a complementação do modelo (5.6), a fim de se obter maior precisão dos resultados.

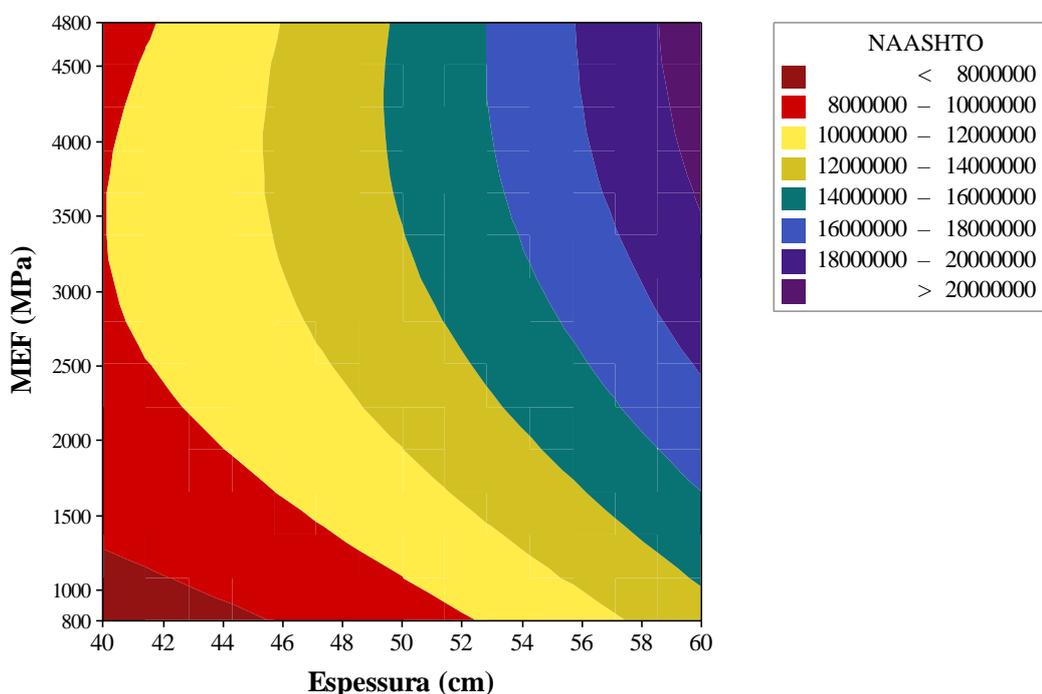


Figura 5.33: Gráfico de contorno entre o MEF e a espessura das camadas de solo-cal para estimar o  $N_{AASHTO}$  (entre  $8 \times 10^6$  e  $2 \times 10^7$ ) para a estrutura semirrígida com 12,5 cm de concreto asfáltico, considerando subleito com módulo de resiliência entre 120 e 230 MPa

### 5.2.3.2 Pré-dimensionamento de pavimentos semirrígidos com concreto asfáltico de 20 cm

Os passos iniciais são os mesmos adotados considerando concreto asfáltico de 12,5 cm. Deve-se começar pela determinação do módulo de elasticidade na flexão. Caso o ensaio não seja realizado, utiliza-se o modelo (5.1). Dessa forma, estima-se o MEF a partir da RCS aos 28 dias,

sendo que o modelo é válido para resistências entre 1,4 e 3,4 MPa. Conhecendo-se o MEF das misturas solo-cal, bem como o  $N_{AASHTO}$  para qual o pavimento está sendo dimensionado, a espessura das camadas de solo-cal pode ser definida pela Figura 5.34.

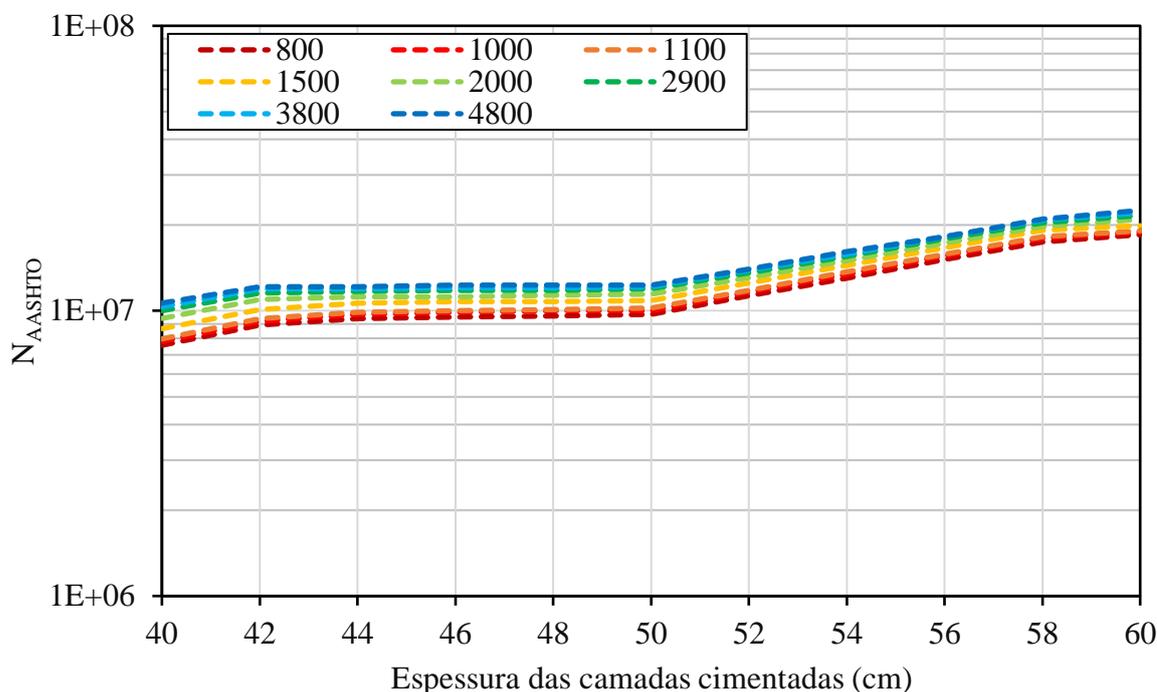


Figura 5.34: Relação entre o  $N_{AASHTO}$  e a espessura das camadas de solo-cal, em função do MEF (MPa) para a estrutura semirrígida com 20 cm de concreto asfáltico e subleito com MR entre 120 e 230 MPa

Empregando-se de 20 cm de concreto asfáltico como revestimento, foi possível observar que já não ocorre o esmagamento avançado. Dessa forma, os mecanismos de ruptura alternaram entre fadiga da base e da sub-base cimentada. Entre 40 e 50 cm de espessuras combinadas de base e sub-base, apenas se está alterando a espessura da sub-base, de modo que a base permanece com 20 cm. Na Figura 5.34, observa-se que ao aumentar de 40 para 42 a espessura das camadas de solo-cal, há aumento da vida de fadiga da camada cimentada, pois o trincamento por fadiga deve ocorrer primeiramente na sub-base. Por outro lado, entre 44 e 50 cm, ocorre a fadiga primeiramente na base, sendo que como não há aumento de espessura da mesma, não são observados aumentos no  $N_{AASHTO}$ . Entre 50 e 60 cm de espessuras combinadas, a sub-base passa a ter espessura constante de 30 cm, e a espessura da base passa a ser alterada. A partir de 52 cm, se observa novamente um aumento no número de solicitações admissíveis com o aumento da espessura das camadas cimentadas, que demonstra que o mecanismo de ruptura é a fadiga da base. Ainda, para 60 cm, a fadiga passa a ocorrer na sub-base antes, por isso é observada uma menor inclinação entre 58 e 60 cm de espessura.

O próximo passo consistiu na análise de regressão dos dados, gerando o modelo (5.7), que apresentou  $R^2$  de 97%. Conhecendo-se o módulo do material cimentado, em MPa, e definindo

uma determinada espessura para as camadas de base e sub-base, em cm, é possível estimar o  $N_{AASHTO}$ .

$$N_{AASHTO} = 66474398 + 2119 \times MEF - 2840877 \times espessura - 0,2493 \times MEF \times MEF + 33838 \times espessura \times espessura \quad (5.7)$$

Pela análise de regressão foi possível realizar a representação dos resultados em um gráfico de contorno, que está apresentado na Figura 5.35. Além de conseguir visualizar a influência da espessura e do MEF das camadas de solo-cal no número de solicitações admissíveis, o mesmo pode ser usado para determinar a espessura das camadas cimentadas. Para isso, deve-se relacionar o MEF com o  $N_{AASHTO}$ . Como são apresentados intervalos de  $N_{AASHTO}$ , sugere-se a utilização do modelo (5.7) em conjunto com a Figura 5.35.

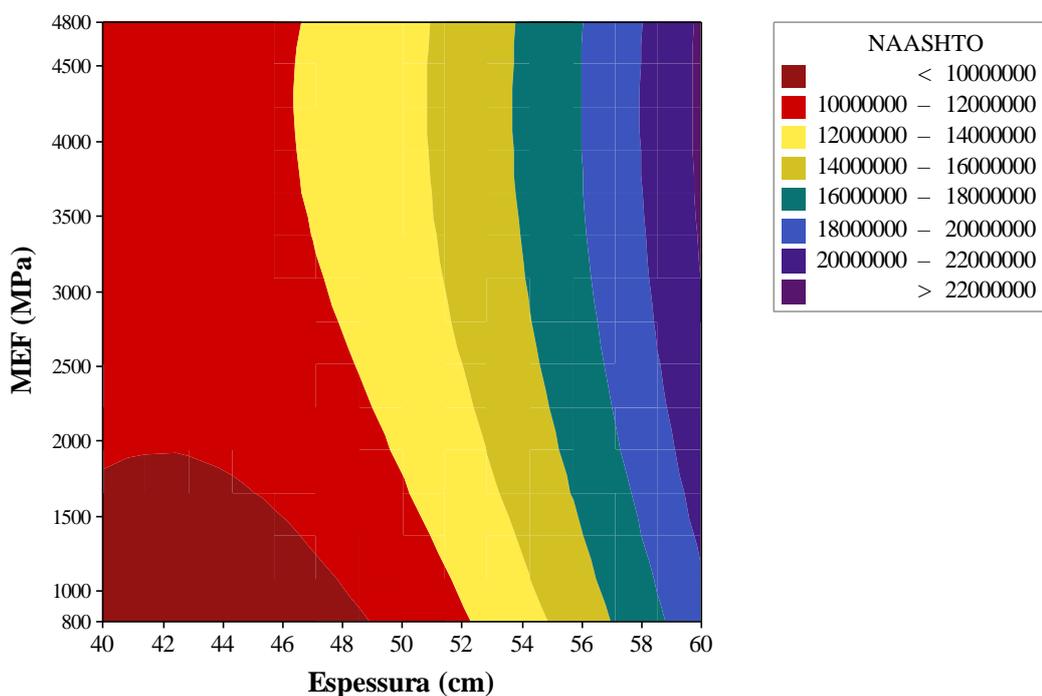


Figura 5.35: Gráfico de contorno entre o MEF e a espessura das camadas de solo-cal para estimar o  $N_{AASHTO}$  (entre  $1 \times 10^7$  e  $2,2 \times 10^7$ ) para a estrutura semirrígida com 20 cm de concreto asfáltico, considerando subleito com módulo de resiliência entre 120 e 230 MPa

#### 5.2.4 Considerações acerca das análises

Como o intuito das análises realizadas é fornecer subsídios para o pré-dimensionamento, os valores dos eixos dos gráficos de relação, assim como os intervalos de  $N_{AASHTO}$  dos gráficos de contorno, foram definidos de acordo com os resultados encontrados para cada estrutura.

Realizando uma breve análise, no caso das estruturas semirrígidas invertidas com revestimento de concreto asfáltico se observa que ao elevar o revestimento de 12,5 para 20 cm, é possível aumentar significativamente o número de solicitações admissíveis a que o pavimento pode ser

submetido. Além disso, devido à fadiga da sub-base cimentada se mostrar um dos mecanismos de ruptura com revestimento de 20 cm, percebe-se que o efeito da espessura dessa camada é mais significativo.

Essa mudança expressiva no  $N_{AASHTO}$  proporcionada pelo aumento do revestimento de concreto asfáltico não foi observada para as estruturas semirrígidas. Isso ocorreu devido à substituição da base granular pela cimentada, que proporcionou um apoio rígido para o revestimento, reduzindo significativamente as deformações de tração na fibra inferior do mesmo. Para essas estruturas, é mais importante a adoção de materiais cimentados com módulos e resistências suficientemente elevados para alcançar o número de solicitações a que o pavimento deve estar submetido. Além disso, deve-se atentar para a adoção da espessura adequada, já que a sensibilidade do  $N_{AASHTO}$  em relação às espessuras das camadas cimentadas é bastante evidente.

Comparando as duas estruturas com 12,5 cm de concreto asfáltico, salienta-se que além do aumento de vida de fadiga proporcionado pela substituição da camada granular pela cimentada, existe a possibilidade de poder utilizar um material que existe no local da obra. Isso destaca a conveniência de se estabilizar solos *in situ*. Atualmente dispõe-se de equipamentos para espalhamento controlado da cal, os quais em conjunto com máquinas usadas na reciclagem de pavimentos permitem a correta mistura dos materiais, a seguir compactados por vários rolos pesados. Ainda no caso de se realizar a mistura solo-cal em usina, haverá redução significativa de custos relacionados aos materiais e ao transporte. A estabilização de solos é, indiscutivelmente, uma prática ambientalmente sustentável.

Mesmo não sendo foco deste estudo, destaca-se que a inclusão da camada cimentada pode proporcionar a redução da espessura de revestimento asfáltico. Além disso, é interessante se estudar o efeito da variação do módulo de resiliência do concreto asfáltico no número de solicitações admissíveis. Devido aos elevados valores de MEF obtidos por algumas misturas solo-cal da pesquisa, se espera melhor comportamento ao incluir camadas de concreto asfáltico de maior rigidez.

Além dos benefícios observados pela inclusão de camadas de solo-cal em estruturas com revestimento em concreto asfáltico, também foi possível identificar os efeitos do módulo e da espessura de sub-base de solo-cal em pavimentos com tratamento superficial. Ressalta-se, contudo, que se deve ter cautela ao estimar a capacidade estrutural ( $N_{AASHTO}$ ) de pavimentos com revestimento em tratamentos superficiais. Como observado, os valores de  $N_{AASHTO}$  obtidos para esse tipo de pavimento parecem muito elevados. Deve-se destacar, entretanto, que não há um modelo mecanístico-empírico de perda de agregado de tratamentos superficiais, que é um mecanismo de degradação frequente nesses revestimentos por penetração. Também, ao menos no Brasil, os tratamentos superficiais são limitados a pavimentos com baixo volume de tráfego, nos quais a drenagem é muitas vezes deficiente; acarretando rupturas por cisalhamento das camadas granulares, em estruturas invertidas ou flexíveis. Por esses motivos, considera-se conveniente certa dose de conservadorismo na análise de sua capacidade estrutural.

Com base nos resultados do estudo laboratorial e de análises mecanísticas discutidos nesta tese, são realizadas recomendações de resistências mínimas que solos tropicais estabilizados com cal

devem possuir para emprego como camada de pavimento. Para utilização como sub-base sugere-se que a mistura solo-cal apresente aos 28 dias de cura, resistência à compressão simples mínima de 1 MPa. Quando se deseja empregar o material como base, é recomendada a resistência mínima de 2 MPa aos 28 dias.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões desta tese, bem como as sugestões para a realização de futuros trabalhos.

### 6.1 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos no estudo laboratorial e nas subseqüentes análises mecânicas conduziram à conclusão de que os fatores controláveis considerados (energia de compactação, tempo de cura, teor e tipo de cal) afetam significativamente o comportamento resistência-deformação dos três solos tropicais tratados com cal. Ainda, conclui-se que esses fatores impactam também o comportamento das misturas de solo-cal como camadas de pavimento; de modo que ao serem incluídas proporcionam efeito benéfico, quantificado por um aumento notável da capacidade estrutural do pavimento. Esse efeito é observado comparando-se o volume de tráfego admissível obtido para as estruturas semirrígidas, com o alcançado pelas estruturas flexíveis, com base e sub-base granulares. Enquanto que em pavimentos invertidos com tratamento superficial a inclusão de sub-base cimentada aumentou a capacidade de carga em até 98 vezes, em pavimentos com revestimentos em concreto asfáltico o aumento do  $N_{AASHTO}$  variou entre 2 e 368 vezes, dependendo da posição da camada de solo-cal no pavimento invertido ou semirrígido e da espessura de revestimento em concreto asfáltico (5; 12,5 ou 20 cm). Considerando o tempo de cura de 28 dias, o melhor comportamento mecânico do solo estabilizado foi obtido com 5% de cal calcítica; sendo a camada compactada na energia modificada.

Na seqüência são apresentadas as conclusões relacionadas aos objetivos específicos da pesquisa.

#### Com relação aos solos tropicais de estudo e sua aptidão à cal:

- Os três solos estudados são aptos para o tratamento com a cal. O Argissolo e o Latossolo, quando compactados na energia modificada, alcançaram valores elevados de resistência e módulo de deformação elástica, podendo ser considerados como “estabilizados” pela cal. O Argissolo, quando compactado na energia normal, satisfaz o critério de reatividade de Thompson, com teores no mínimo iguais a 3% de cal calcítica e a 5% de cal dolomítica. Por outro lado, o Luvisolo, compactado na mesma energia, não atende o referido critério e pode ser apenas “melhorado” pela cal.
- A adição de cal ao Luvisolo, nos teores estudados, não proporcionou aumentos expressivos de resistência e de rigidez. Mesmo apresentando sílica e alumina em quantidade considerável (61%), acredita-se que o alto teor de matéria orgânica presente no solo (1,5%), aliado ao teor muito elevado de Potássio ( $> 400 \text{ mg/dm}^3$ ) podem ter inibido o desenvolvimento das reações pozolânicas. Por outro lado, foi possível observar que as reações rápidas (floculação e aglomeração) ocorreram, sendo que 2% de cal bastaram para

que se identificasse uma redução significativa na plasticidade, o que se busca com o melhoramento com cal, uma vez que facilita os serviços de terraplenagem.

- Considerando o comportamento mecânico das misturas estudadas, conclui-se que o Argissolo se mostrou o mais reativo à cal. Os altos teores de alumina e sílica (83%) presentes no solo favorecem a estabilização alcalina, caracterizada pela geração de fases cimentantes (C-S-H e C-A-H), proporcionando expressivos aumentos de resistência e rigidez. O Latossolo, ao ser estabilizado com cal, também apresentou melhora no comportamento mecânico, o que atesta sua reatividade à cal. Como os mesmos fatores controláveis foram considerados para esses dois solos, é possível afirmar que a intensidade das reações entre o Latossolo e a cal é menor do que a verificada entre o Argissolo e a cal. Destaca-se que, dentre os solos de estudo, o Latossolo é o que apresenta menores teores de alumina e sílica (49%).

- Com relação aos resultados das análises químicas, foi observada certa coerência entre algumas características e a aptidão do solo à cal. Dentre os parâmetros que afetam a reatividade dos solos à cal, destacam-se: as porcentagens de Potássio e Fósforo, a capacidade de troca catiônica e a saturação por bases. Para esses, o Argissolo apresenta os menores valores, seguido do Latossolo, enquanto o Luvisolo apresenta os maiores. Ainda, destaca-se a porcentagem de alumínio trocável, nula para o Luvisolo e consideráveis para o Latossolo e o Argissolo, sendo superior para esse; o que corrobora para os resultados de comportamento mecânico observados quando do tratamento com cal.

#### Acerca das cales de estudo, do seu uso para o tratamento de solos e o efeito do tipo de cal no comportamento mecânico e nas características mineralógicas:

- O comportamento resistência-tensão-deformação dos solos foi melhorado pela adição das cales; porém, a intensidade das mudanças foi afetada pelas características das cales de estudo. Houve uma melhora significativa na resistência, na rigidez e na durabilidade das misturas solo-cal quando da utilização da cal calcítica em relação ao uso da cal dolomítica. Considerando as diferentes misturas estudadas e curadas por 28 dias, resultados de resistência à compressão simples (RCS) variaram entre 0,4 e 3,4 MPa com a cal calcítica e entre 0,3 e 2,2 MPa ao adicionar-se cal dolomítica. Quanto aos módulos de elasticidade na flexão (MEF) obtidos, maiores resultados foram alcançados com o uso da cal calcítica (entre 682 e 4840 MPa) em relação à cal dolomítica (entre 327 e 2913 MPa). Comportamento similar foi identificado para a resistência à tração por compressão diametral (RCD), resistência à tração na flexão (RTF) e módulo de resiliência (MR). A melhora no comportamento mecânico é evidenciada pelas análises mineralógicas que demonstraram maior consumo dos minerais do solo e, conseqüentemente, formação de produtos cimentantes mais evidentes quando do emprego da cal calcítica.

- Os melhores resultados obtidos com a cal calcítica podem ser atribuídos às características físicas e químicas das cales. O maior teor de óxido de Cálcio (CaO) da cal calcítica (73%) em relação à cal dolomítica (45%), demonstra maior disponibilidade para o desenvolvimento das reações pozolânicas. O percentual retido na peneira de 0,075 mm é significativamente menor para a cal calcítica (0,2%) do que para a cal dolomítica (17,8%), sendo que essa também apresenta maior massa unitária (0,6 g/cm<sup>3</sup>) do que a cal calcítica (0,4 g/cm<sup>3</sup>). Tais

características físicas, que indicam que a cal calcítica é mais fina e mais leve que a dolomítica, impactam na área superficial exposta, que se reflete na taxa de dissolução da cal e na extensão da área de contato entre a cal e o solo, significativamente maior para a cal calcítica.

Quanto aos procedimentos de dosagem adotados para a seleção dos teores de cal:

- O método do pH auxilia na determinação de um teor mínimo de cal para tratamento de solos. Por ser um método expedito e por não apresentar influência do operador, o mesmo é adequado para verificar a habilidade da cal em reagir com os argilominerais do solo. Porém, foi observado que a obtenção do pH de 12,4 não é garantia de estabilização de solos tropicais. Por outro lado, conforme sugerido por Rogers et al. (1997), acredita-se que no caso desse tipo de solo, o teor mínimo para a estabilização seja aquele a partir do qual não há alteração significativa no pH. Ainda, o aumento de teores de cal a serem considerados em procedimentos de dosagem, recomendado pelo DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2019c) é relevante no tratamento de solos tropicais, além de ser útil na obtenção da constância do pH. Ainda, considera-se que o método do pH deve ser utilizado em conjunto com outro método que inclua ensaios de resistência, como forma de se avaliar a reatividade dos solos ao tratamento com cal.

- Quando se deseja melhorar as propriedades de solos tropicais com comportamento geotécnico de regular a ruim; sugere-se a realização de ensaios adicionais de limites de Atterberg, no caso de solos muito plásticos; e de expansão, em solos com características expansivas-retrácteis. Com base nos resultados de pH, define-se o teor mínimo de cal (pH de 12,4) responsável pelas reações rápidas com o solo e a partir desse teor, adotam-se outros superiores para os ensaios, de acordo com as propriedades a serem melhoradas.

- Quando se busca a melhora das características mecânicas de solos tropicais, ou seja, a estabilização com cal, é imprescindível que sejam realizados ensaios de RCS em amostras curadas por 28 dias. Além disso, são recomendados ensaios adicionais, como a verificação do efeito da imersão. Quanto à rigidez, como se espera que o material cimentado apresente bom comportamento à flexo-tração, se sugere a realização de ensaios de RTF, os quais permitem a determinação de parâmetros necessários para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos com camadas cimentadas, como o MEF e a deformação na ruptura.

A respeito da influência dos fatores controláveis no comportamento mecânico das misturas solo-cal:

- O efeito do teor de cal foi significativo nos resultados de RCS, RCD, RTF, MEF e MR. Resultados mais satisfatórios foram obtidos com o nível alto de cal (5%) em relação aos correspondentes ao nível baixo (3%). Considerando 28 dias de cura para as diferentes misturas solo-cal estudadas, foram observados resultados de RTF entre 0,03 e 0,74 MPa quando de 3% de cal, e entre 0,06 e 0,95 MPa adicionando-se 5% de cal. Também se verificou o aumento dos valores de MR médio ao aumentar o teor de cal de 3% (entre 116 e 415 MPa) para 5% de cal (entre 251 e 449 MPa).

- O efeito do tempo de cura foi significativo nos resultados de RCS, RCD e MR, sendo que no caso das misturas solo-cal compactadas na energia normal, constatou-se que há aumento considerável na RCS após 1 ano de cura, o que indica que as reações pozolânicas continuaram ocorrendo. No caso da mistura de Argissolo e 5% de cal calcítica, a resistência aos 7 dias de cura foi de 0,6 MPa, alcançando 2,5 MPa com 365 dias de cura.

- Foi constatada forte interação entre o teor de cal e o tempo de cura nos resultados de RCS, RCD e MR, de modo que o efeito do teor de cal se torna mais significativo para maiores tempos de cura. Considerando a média dos valores de módulo de resiliência obtidos nos ensaios com amostras de Argissolo e cal, verifica-se que ao adicionar 3% de cal calcítica, o MR aumenta levemente (de 292 para 374 MPa) entre 7 e 90 dias de cura; por outro lado, adicionando-se 5% do mesmo tipo de cal, esse aumento é consideravelmente maior (de 284 para 706 MPa) entre 7 e 90 dias de cura. De maneira geral, maiores tempos de cura levaram a misturas mais resistentes e mais rígidas, sendo que tal comportamento está relacionado ao consumo da cal para o desenvolvimento das reações cimentantes.

- O efeito da energia de compactação foi estudado apenas para misturas de Argissolo e cal; porém, observando-se os resultados de RCS, RCD, RTF e MEF, percebe-se que esse é o fator controlável mais significativo dentre os estudados. Há um aumento considerável de resistência e de rigidez quando se utiliza a energia modificada. Para exemplificar, com 28 dias de cura as misturas apresentaram RCS entre 0,5 e 1,1 MPa quando compactadas na energia normal, que assumiram valores entre 1,8 e 3,4 MPa ao serem compactadas na energia modificada. A compactação provocou a maior aproximação entre as partículas, que associada à cura úmida, proporcionou o desenvolvimento das reações.

- Quanto ao efeito da imersão nos resultados de RCS, realizado com amostras de Argissolo e cal, observou-se que o mesmo está fortemente relacionado ao desenvolvimento das reações pozolânicas que ocorrem até o momento da imersão. Por exemplo, para a mistura com 5% de cal calcítica, compactada na energia modificada e curada por 7 dias, os valores de RCS com e sem imersão são bastante próximos; enquanto que aos 28 dias de cura, percebe-se um aumento da RCS proporcionado pela imersão do corpo de prova. Por outro lado, quando da adição de 3% de cal dolomítica e compactação na energia modificada, verificou-se que aos 7 dias, as amostras se desintegraram ao serem imersas. Isso ocorreu, porque até aquele momento não tinha ocorrido cimentação suficiente entre as partículas para vencer a pressão de expansão. Com 28 dias de cura, a imersão proporcionou uma redução de 30% na RCS dessas amostras.

- Dentre as variáveis de resposta estudadas, a única que não demonstrou ser influenciada pelos fatores controláveis é a deformação na ruptura. Para as misturas de solo-cal, que apresentaram RCS acima de 1 MPa aos 28 dias, foi observada constância nos resultados, com valor médio de 200 microstrain. Tal resultado demonstra que as misturas solo-cal desse estudo apresentam melhor comportamento frente à ação do tráfego, do que as classificadas como C3 e C4 pelo SAMDM (SOUTH AFRICAN NATIONAL ROADS AGENCY LIMITED, 2014), tolerando maiores deformações antes de romper. Destaca-se ainda, que embora a estabilização de solos com cal não resulte em materiais tão resistentes como os

estabilizados com cimento, por apresentarem maiores deformações na ruptura, as misturas solo-cal são menos frágeis, comportamento desejável em termos de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos.

Quanto ao efeito proporcionado pela inclusão de camadas de solo-cal na capacidade estrutural de pavimentos:

- Para vias de baixo volume de tráfego com tratamento superficial como revestimento, ou seja, sem função estrutural, a substituição da sub-base granular pela de solo-cal gera aumentos significativos quanto ao número de solicitações admissíveis. O maior aumento de desempenho global do pavimento foi obtido para a estrutura com sub-base em Latossolo estabilizado com 5% de cal calcítica e compactado na energia modificada com espessura de 20 cm. O  $N_{AASHTO}$  foi de  $2,8 \times 10^6$ , 98 vezes superior ao obtido pela mesma estrutura com sub-base em brita graduada simples (BGS), que foi de  $2,8 \times 10^4$ . Ainda, o melhor desempenho foi observado para o pavimento com sub-base de 40 cm de Argissolo com 5% de cal calcítica compactada na energia modificada. Essa apresentou  $N_{AASHTO}$  de  $3,7 \times 10^7$ , sendo 37 vezes superior à estrutura flexível ( $N_{AASHTO}$  de  $1,0 \times 10^6$ ). Quando se tem uma estrutura com base e sub-base granulares, a deformação permanente do subleito é o mecanismo que leva à ruptura do pavimento, de modo que um aumento do número N fica condicionado ao aumento das espessuras das camadas sobrejacentes. Ao se incluir a mistura de solo-cal como sub-base, além de proporcionar maiores números de solicitações admissíveis, pois nesse caso os mecanismos de ruptura são relacionados à camada cimentada, é possível se trabalhar com menores espessuras totais de pavimento. Para os solos e as cales de estudo, se verificou que a compactação na energia modificada gera melhores resultados (aumentos de até 123 vezes no  $N_{AASHTO}$ ), de modo que a energia normal não é recomendada para utilização na sub-base de estruturas semirrígidas invertidas com tratamento superficial.

- Além da sub-base, foi verificada a inclusão de solo-cal também na base de pavimentos com tratamento superficial. Nesse caso, a distância entre as cargas aplicadas pelo tráfego e a camada cimentada resume-se à espessura do tratamento. Dessa forma, as tensões que chegam ao topo da camada de solo-cal são bastante elevadas, fazendo com que seu emprego seja limitado pela resistência da mistura solo-cal, já que o mecanismo de ruptura, em grande parte dos casos, é o esmagamento avançado dessa camada. Em decorrência disso, é desaconselhável a compactação da base na energia normal. Com exceção das misturas de Argissolo e cal calcítica, verificou-se que ao aumentar as espessuras da base e da sub-base cimentadas em pavimentos com tratamento superficial não se obtém aumento da capacidade estrutural. Assim, ao invés de se aumentar as camadas de BGS para proteger o subleito de problemas de deformação permanente, pode-se realizar a substituição dessas por camadas de solo-cal menos espessas, proporcionando uma redução nos serviços de terraplenagem e do consumo de materiais. Foi verificado que tal substituição pode gerar aumentos expressivos na capacidade estrutural dos pavimentos estudados, como o que foi obtido quando da estabilização do Argissolo com 5% de cal calcítica com espessuras conjuntas de 45 cm, compactadas na energia modificada, que resultou em  $N_{AASHTO}$  de  $1,2 \times 10^7$ , 12 vezes superior ao obtido pela mesma espessura com BGS ( $1,0 \times 10^6$ ).

- Ao empregar a sub-base de solo-cal em pavimentos com revestimento em concreto asfáltico com 5 cm de espessura, percebe-se um aumento significativo na vida de fadiga do revestimento, em comparação com a estrutura com sub-base granular. Em ambos os casos, o mecanismo de ruptura é a fadiga do revestimento asfáltico. A inclusão de sub-base cimentada proporciona uma superfície mais rígida para a compactação da base granular, aumentando o módulo dessa e como consequência, reduzindo a relação modular entre o revestimento e a base. Dessa forma, as tensões de tração que chegam à fibra inferior da camada asfáltica são reduzidas, gerando menores deformações e melhor comportamento à fadiga (maiores valores de número N). Constatou-se que no caso de misturas com baixa RCS o mecanismo de ruptura predominante nas estruturas invertidas é o esmagamento da sub-base cimentada. Isso ocorreu especificamente na sub-base constituída de Luvissole tratado com cal, de modo que a adição de 3% de cal dolomítica consistiu na única estrutura invertida que apresentou menor capacidade de carga que a estrutura de referência, puramente granular. Ainda, para a estrutura invertida com 5 cm de concreto asfáltico, o melhor desempenho estrutural foi obtido pela adição de 5% de cal calcítica ao Argissolo à base de 20 cm compactada na energia modificada, correspondente a  $N_{AASHTO}$  de  $1,4 \times 10^6$ , 15 vezes superior à estrutura flexível ( $N_{AASHTO}$  de  $9,0 \times 10^4$ ).

- Ao se considerar 12,5 cm de revestimento em concreto asfáltico, é notório o incremento no desempenho global dos pavimentos invertidos, mesmo na estrutura com sub-base de Luvissole e 3% de cal dolomítica ( $N_{AASHTO}$  25 vezes maior). Com esse nível de espessura, em todas as estruturas o mecanismo de ruptura passa a ser a fadiga do revestimento, observando-se também o efeito da espessura da sub-base cimentada. Por exemplo: considerando-se a mistura de Argissolo e 3% de cal calcítica compactada na energia normal, se a espessura da sub-base for 20 cm obtém-se  $N_{AASHTO}$  igual a  $1,6 \times 10^6$ , valor que aumenta para  $2,3 \times 10^6$  (incremento de 47%) ao se incrementar a sub-base para 40 cm. Para a estrutura invertida com 12,5 cm de concreto asfáltico, o melhor desempenho estrutural foi obtido com sub-base de 40 cm de Argissolo e 5% de cal calcítica, compactada na energia modificada, correspondente a  $N_{AASHTO}$  de  $3,7 \times 10^6$ , 21 vezes superior à estrutura flexível ( $N_{AASHTO}$  de  $1,8 \times 10^5$ ).

- Ainda em pavimentos invertidos, aumentando-se a espessura do revestimento em concreto asfáltico para 20 cm, verifica-se novo aumento da capacidade estrutural. Com maiores espessuras de concreto asfáltico são maiores as reduções das tensões de tração geradas pelo tráfego, diminuindo, em consequência, as deformações na fibra inferior do revestimento. Com espessuras elevadas de revestimento, a vida de fadiga dessa camada fica menos dependente do MR da base. Ainda, percebe-se maior influência da espessura da camada cimentada nos mecanismos de ruptura predominantes; para menores espessuras de sub-base (entre 20 e 30 cm) é a fadiga da própria camada de solo-cal, enquanto que para maiores espessuras de sub-base (de 30 a 40 cm) o mecanismo crítico passa a ser a fadiga do revestimento asfáltico. O melhor desempenho estrutural para o pavimento invertido 20 cm de concreto asfáltico foi obtido com base de 40 cm de Argissolo e 5% de cal calcítica, compactada na energia modificada, correspondente a  $N_{AASHTO}$  de  $2,8 \times 10^7$ , 13 vezes superior à estrutura flexível ( $N_{AASHTO}$  de  $2,2 \times 10^6$ ).

- Analisando-se as respostas estruturais em pavimentos semirrígidos com concreto asfáltico como revestimento, observa-se que a base cimentada recebe tensões verticais de compressão bastante elevadas devido à proximidade das cargas aplicadas; tensões essas que podem aproximar-se da RCS da mistura, se compactada na energia normal. Por isso enfatiza-se a recomendação de se utilizar a energia modificada. Para pavimentos com 5 cm, observou-se que o mecanismo de ruptura das estruturas semirrígidas é o esmagamento da base, de modo que o aumento das espessuras das camadas de base e de sub-base não afeta os resultados.

- Por outro lado, o aumento do número de solicitações admissíveis das estruturas semirrígidas em comparação à puramente granular (referência) é perceptível. Destaca-se que o melhor desempenho global do pavimento foi obtido quando da estabilização do Argissolo com 5% de cal calcítica com espessuras conjuntas de 60 cm, compactadas na energia modificada, que resultou em  $N_{AASHTO}$  de  $1,4 \times 10^7$ , 139 vezes superior ao obtido pela mesma espessura com BGS ( $9,9 \times 10^4$ ). Aumentando-se o revestimento para 12,5 cm de espessura, tanto a capacidade estrutural do pavimento quanto os mecanismos de ruptura predominantes estão fortemente relacionados às espessuras das camadas de solo-cal. Fica evidente a importância de se empregar camadas de solo-cal com resistência, módulo e deformação na ruptura elevados. O melhor desempenho global do pavimento com 12,5 cm de revestimento foi obtido pelas mesmas características de sub-base de solo-cal observadas para revestimento de 5 cm, correspondente ao  $N_{AASHTO}$  de  $2,2 \times 10^7$ , 135 vezes superior ao obtido pela mesma espessura com BGS ( $1,6 \times 10^5$ ). Ao se aumentar a espessura do revestimento para 20 cm, o esmagamento avançado da base não será mais o mecanismo predominante. Desse modo, a capacidade estrutural do pavimento é dependente do MEF da mistura solo-cal, constatando-se a influência das espessuras das camadas cimentadas. Mais uma vez, a estabilização do Argissolo com 5% de cal compactada na energia modificada resultou em melhor desempenho estrutural do pavimento. Com espessura de 60 cm, obteve-se  $N_{AASHTO}$  de  $2,3 \times 10^7$ , 11 vezes superior ao obtido pela mesma espessura com BGS ( $2,1 \times 10^6$ ).

- De modo geral, constata-se que o tipo e teor de cal e a energia de compactação das misturas curadas por 28 dias têm efeito significativo nas respostas estruturais e na capacidade estrutural dos pavimentos analisados. Para grande parte das estruturas analisadas, o tratamento dos solos com cal calcítica proporcionou melhores resultados do que com cal dolomítica. Também, quanto maior o teor de cal empregada, melhor o desempenho global do pavimento. Em todas as estruturas estudadas, o emprego da energia modificada resultou em maiores volumes de tráfego admissíveis do que a energia normal. A maior capacidade estrutural correspondeu aos pavimentos semirrígidos com camadas estabilizadas de Argissolo e 5% de cal calcítica, compactadas na energia modificada.

- A magnitude dos efeitos dos fatores controláveis (tipo e teor de cal e energia de compactação) está relacionada aos parâmetros de entrada de análises mecânicas. Primeiramente, têm-se as estruturas, que de acordo com os materiais utilizados, sofrerão diferentes mecanismos de degradação. Cada mecanismo está relacionado a algum parâmetro, como resistência ou módulo de deformação elástica; seja do revestimento asfáltico ou da camada de solo-cal. Essa, por sua vez, apresenta características distintas que dependem do

solo estabilizado, da energia de compactação, do teor e do tipo de cal. Também foi observado o efeito da espessura das camadas cimentadas tanto nos valores de  $N_{AASHTO}$ , como nos mecanismos de degradação.

- De forma geral, verificou-se que a capacidade estrutural de pavimentos invertidos ou semirrígidos é fortemente dependente dos fatores controláveis considerados (tipo de revestimento e espessura, estrutura, energia de compactação, solo de subleito, espessura(s) da(s) camada(s) cimentada(s), teor e tipo de cal). Isso motivou a proposição de um guia para dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos com camadas de solo-cal.

#### Em relação ao desenvolvimento do guia para o pré-dimensionamento de pavimentos com camadas de solo-cal

- Para a estrutura semirrígida invertida com tratamento superficial foram alcançados  $N_{AASHTO}$  bastante elevados (da ordem de  $10^7$ ). Entretanto, considerando a não existência de um modelo mecanístico-empírico para previsão de perda de agregado de tratamentos superficiais (mecanismo de degradação muito significativo nos tratamentos), recomenda-se cautela no emprego do modelo de estimativa de capacidade estrutural ( $N_{AASHTO}$ ) correspondente. Para esses pavimentos, os efeitos da RCS, do módulo de elasticidade na flexão e da espessura da sub-base de solo-cal são muito significativos.

- Finalizando, com base nos resultados do estudo laboratorial e de análises mecanísticas discutidos nesta tese, recomenda-se que, para emprego em pavimentos com revestimentos asfálticos (por penetração ou misturas), solos tropicais estabilizados com cal apresentem, aos 28 dias de cura, resistências à compressão simples mínimas de 1 MPa se destinados à sub-base e 2 MPa para base.

## 6.2 SUGESTÕES

Ao longo do desenvolvimento da pesquisa surgiram dúvidas e ideias que poderiam complementar as análises realizadas e contribuir ainda mais quanto à adição da cal a solos para fins de pavimentação. Por motivos de limitação de tempo, de disponibilidade de equipamentos e também da necessidade de delimitar a quantidade de análises, as mesmas não foram realizadas. Dessa forma, as mesmas são incluídas como sugestões para trabalhos futuros:

- Complementar as análises mineralógicas considerando maiores tempos de cura e realizar ensaios de microscopia eletrônica de varredura e análise termogravimétrica.
- Realizar ensaios de durabilidade para as misturas de Latossolo e cal, bem como identificar os efeitos da imersão.
- Analisar os efeitos da adoção de teores mais elevados de cal na estabilização do Latossolo.
- Estudar a possibilidade de ocorrência de trincas de retração nas misturas de solo-cal.
- Considerar a energia intermediária para compactação das camadas de solo-cal.
- Realizar ensaios de fadiga (flexão em viga quatro pontos) para obter parâmetros que remetem ao comportamento frente à ação de cargas repetidas.

- Construir um pavimento experimental e verificar como os resultados laboratoriais e as análises mecánísticas se relacionam com o comportamento em campo, de modo a estabelecer correlações e fatores laboratório-campo.
- Ampliar as estruturas estudadas nas análises mecánísticas, incluindo revestimentos com diferentes módulos de resiliência, trabalhar com um intervalo maior de espessuras, bem como a utilização de materiais granulares com diferentes características.
- Desenvolver estudo com uma quantidade mais representativa de solos tropicais, incluindo análises químicas e ensaios de fluorescência de raios X dos mesmos, método do pH para seleção do teor mínimo de cal, e ensaios de resistência à compressão simples de misturas solo-cal com cura de 28 dias com e sem imersão prévia pelo período de 4 horas, e verificar uma possível correlação entre os resultados.

## REFERÊNCIAS

- AKULA, P.; LITTLE, D. N. Analytical tests to evaluate pozzolanic reaction in lime stabilized soils. **MethodsX**, v. 7, n. January, 2020. doi: <https://doi.org/10.1016/j.mex.2020.100928>
- AL-KIKI, I. M.; AL-ATALLA, M. a; AL-ZUBAYDI, A. H. Long term strength and durability of clayey soil stabilized with lime. **Engineering and Technique Journal**, v. 29, n. 4, p. 725–735, 2011.
- AL-MUKHTAR, M.; KHATTAB, S.; ALCOVER, J. F. Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil. **Engineering Geology**, v. 139–140, p. 17–27, 2012. doi: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.04.004>
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide**. Washington D. C.: 2008.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2487: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. Washington D. C.: 2000.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D13635M: Standard Test Method for Flexural Strength of Soil-Cement Using Simple Beam with Third-Point Loading**. Washington D. C.: 2012.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3282: Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes**. Washington D. C.: 2004.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5102: Standard Test Methods for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime**. Washington D. C.: 2009.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D6276: Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization**. Washington D. C.: 2006.
- ARAÚJO, A. F. **Avaliação de misturas de solos estabilizados com cal, em pó e em pasta, para aplicação em rodovias do estado do Ceará**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, 175 p., 2009.
- ARDAH, A.; CHEN, Q.; ABU-FARSAKH, M. Evaluating the performance of very weak subgrade soils treated/stabilized with cementitious materials for sustainable pavements. **Transportation Geotechnics**, v. 11, p. 107–119, 2017. doi: <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.05.002>
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12025 Solo-cimento - Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos - Método de ensaio**. Rio de

Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770 Solo coesivo - determinação da resistência à compressão não confinada**. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 2016a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo - determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: Rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1995.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7175: Cal hidratada para argamassas - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo - determinação do Limite de Plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo - análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182: Solo - ensaio de compactação**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222: Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2011.

AUSTROADS. **AP-T101: The Development and Evaluation of Protocols for the Laboratory Characterisation of Cemented Materials**. Sydney, 2008.

AUSTROADS. **AP-T16: Mix Design for Stabilised Pavement Materials**. Sydney, 2002.

AUSTROADS. **AP-T198: Preliminary Investigation of the Influence of Micro-cracking on Fatigue Life of Cemented Materials**. Sydney, 2012.

BEHAK, L. **Análise estrutural de pavimentos de baixo volume de tráfego revestidos com solo modificado com cal considerando ensaios laboratoriais e monitoramento de trechos experimentais**. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 266 p., 2013.

BELL, F. G. Lime stabilization of clay minerals and soils. **Engineering Geology**, v. 42, n. 4, p. 223–237, 1996. doi: [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(96\)00028-2](https://doi.org/10.1016/0013-7952(96)00028-2)

BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J. I.; TODRES, H. A. **Stabilization of clay soils by portland cement or lime - A critical review of literature**. Portland Cement Association, 2003.

- BHERING, S. B. **Mapa de Solos do Estado do Paraná**. Rio de Janeiro: Embrapa solos, 2007.
- BRANDL, H. Alteration of soil parameters by stabilization with lime. **10th International Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering**, p. 587-594., 1981.
- BUENO, E. S. **Estudo de alguns fatores que podem afetar a durabilidade de misturas solo-cal**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 149 p., 2011.
- BUFFON JUNIOR, J. A. **Efeito da energia e da demora de compactação na resistência à compressão simples de misturas solo-cal**. Trabalho de Conclusão (Graduação) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 55 p., 2018.
- CARVALHO FILHO, A.; LUMBRERAS, J. F.; SANTOS, R. D. dos. **Os solos do Estado do Rio de Janeiro**. Brasília: CRPM - Serviço Geológico do Brasil, 2000.
- CASTAÑEDA LÓPEZ, M. A. **Reciclagem de pavimentos flexíveis com adição de cimento Portland: estudo de fadiga através do ensaio de flexão em viga quatro pontos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 162 p., 2016.
- CASTELLI, I. G. **Estudo da durabilidade de misturas solo-cal**. Trabalho de Conclusão (Graduação) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 78 p., 2018.
- CASTRO, F. J. C. de O. **Contribuição ao conhecimento e à determinação da reatividade de solos sesquioxídicos utilizando o hidróxido de cálcio: aplicação ao processo de geopolimerização (estabilização)**. Tese (Doutorado em Ciências), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 344 p., 1995.
- CELAURO, B. et al. Design Procedures for Soil-Lime Stabilization for Road and Railway Embankments. Part 1 - Review of Design Methods. **Sustainability of Road Infrastructures - Procedia - Social and Behavioral Sciences**. Elsevier B.V., 2012. p. 755–764. doi: <https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.09.925>
- CLARE, K. E.; CRUCHLEY, A. E. Laboratory Experiments in The Stabilization of Clays With Hydrated Lime. **Géotechnique**, , v. 7, n. 2, p. 97–111, 1957. doi: <https://doi.org/10.1680/geot.1957.7.2.97>
- DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 9 ed. São Paulo: Cengage, 2019.
- DAVISON DIAS, R. Proposta de metodologia de definição de carta geotécnica básica em regiões tropicais e subtropicais. **Revista do Instituto Geológico**, v. 16, p. 51–55, 1995. doi: <https://doi.org/10.5935/0100-929X.19950011>
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. **DER/SP ET-DE-P00/005: Sub-base ou base de solo-cal - especificação técnica**. São Paulo,

2006.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. **DER/PR ES-P 14 Pavimentação : Solo-cal-cimento**. Curitiba, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-CLA 259: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura - Classificação**. 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 228: Solos - compactação em equipamento miniatura - Método de ensaio**. 1994a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 256: Solos compactados com equipamento miniatura - determinação da perda de massa por imersão - Método de ensaio**. 1994b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 258: Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-MCV - Método de ensaio**. 1994c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 134: Pavimentação asfáltica - Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2018a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 181-ME: Pavimentação - Material Estabilizado Quimicamente - Determinação do módulo de resiliência**. Rio de Janeiro, 2018b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 414: Pavimentação – Solo-Cimento - Dosagem físico-química de solo-cimento – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2019a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 418-EM: Pavimentação – Solo-Cal – Cal Virgem e Cal Hidratada – Especificação de material**. Rio de Janeiro, 2019b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 419-ME: Pavimentação – Solo-Cal – Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2019c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 420-ES: Pavimentação – Sol-Cal – Adição de cal para Estabilização de camada de Base – Especificação de Serviço**. Rio de Janeiro, 2019d.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 421-ES: Pavimentação – Solo-Cal – Adição de cal para Estabilização de camada de Sub-base – Especificação de Serviço**. Rio de Janeiro, 2019e.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 422-ES: Pavimentação – Solo-Cal – Adição de cal para Melhoria de Subleito – Especificação de Serviço**. Rio de Janeiro, 2019f.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 434-ME: Pavimentação – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada em camadas estabilizadas quimicamente**. Rio de Janeiro, 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Ajuda Programa MeDiNa versão 1.1.5**. Rio de Janeiro:, 2020.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL. **Sumário Mineral 2015**. 35. ed. Brasília, 2016.

DHAR, S.; HUSSAIN, M. The strength and microstructural behavior of lime stabilized subgrade soil in road construction. **International Journal of Geotechnical Engineering**, 2019. doi: <https://doi.org/10.1080/19386362.2019.1598623>

DIAMOND, S.; KINTER, E. B. Mechanisms of Soil-Lime Stabilization. **Highway Research Record**, v. 92, p. 83–102, 1965.

EADES, J. L.; GRIM, R. E. A Quick Test to Determine Lime Requirements For Lime Stabilization. **Highway Research Record**, v. 139, p. 61–72, 1966.

EADES, J. L.; NICHOLS JR, F. P.; GRIM, R. E. Formation of new minerals with lime stabilization as proven by field experiments in virginia. **Highway Research Board Bulletin**, n. 335, p. 31–39, 1962.

FEDRIGO, W. et al. Flexural strength, stiffness and fatigue of cement-treated mixtures of reclaimed asphalt pavement and lateritic soil. **Road Materials and Pavement Design**, 2019. doi: <https://doi.org/10.1080/14680629.2019.1660207>

FERREIRA, S. R. de M. et al. Avaliação da expansão de um solo do município de Paulista-PE melhorado com cal. **Revista Matéria**, 2017. doi: <https://doi.org/10.1590/S1517-707620170005.0266>

FREIRE, L. R. et al. **Manual de calagem e adubação do Estado do Rio de Janeiro**. Seropédica, RJ: Embrapa; Editora Universidade Rural, 2013.

GAUTREAU, G.; ZHANG, Z.; WU, Z. **Accelerated loading evaluation of subbase layers in pavement performance**. Baton Rouge, LA, 2009.

GODOI, L. C. **Aplicação do ensaio de flexão em amostra semicircular para avaliação de trincamento de misturas asfálticas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 143 p., 2017.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal - Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil**. 1<sup>a</sup> ed. São Paulo: Pini, 1997.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal - Impurezas originadas da matéria-prima**. São Paulo: Associação Brasileira dos Produtores de Cal, 2001.

HARTY, J. R.; THOMPSON, M. R. Lime reactivity of tropical and subtropical soils. **Highway Research Record**, v. 442, p. 102–112, 1973.

- HERRIN, M.; MITCHELL, H. Lime-soil mixtures. **Highway Research Board Bulletin**, n. 304, p. 14, 1961.
- HERZOG, A.; MITCHELL, J. K. Reactions accompanying stabilization of clay with cement. **US Highway Research Board**, v. 36, p. 146–171, 1963.
- HILT, G. H.; DAVIDSON, D. T. Lime Fixation in Clayey soils. **Highway Research Bulletin**, n. 262, p. 20–32, 1960.
- HOOVER, J. M.; HANDY, R. L.; DAVIDSON, D. T. Durability of Soil-Lime-Flyash Mixes Compacted Above Standard Proctor Density. **Highway Research Board**, p. 1–11, 1958.
- JAMESON, G. **Proposed Procedures for the Design of Pavements on Selected Subgrade and Lime-stabilised subgrade materials**. Sydney, 2013.
- JAN, M. A.; WALKER, R. D. Effect of Lime, Moisture and Compaction on a Clay Soil. **Highway Research Record**, n. 29, p. 1–12, 1963.
- JAWAD, I. T. et al. Soil stabilization using lime: Advantages, disadvantages and proposing a potential alternative. **Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology**, v. 8, n. 4, p. 510–520, 2014. doi: <https://doi.org/10.19026/rjaset.8.1000>
- KHEMISSA, M.; MAHAMED, A. Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay. **Applied Clay Science**, v. 95, p. 104–110, 2014. doi: <https://doi.org/10.1016/j.clay.2014.03.017>
- KLINSKY, L. M. G. et al. Avaliação da contribuição estrutural de subleitos melhorados com cal. **42ª RAPv e 16º Enacor**, 2013.
- LAGUROS, J. G. Lime-Stabilized Soil Properties and the Beam Action Hypothesis. **Highway Research Record**, n. 92, p. 12–20, 1965.
- LITTLE, D. et al. Soil stabilization for roadways and airfields. **Report ESL-TR-86-19, Air Force Engineering and Services Center, Tyndall Air Force Base**. v. 19, Florida, 1987.
- LITTLE, D.N. Stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. **National Lime Association**, 219 p., 1995.
- LITTLE, Dallas N. Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates - Volume 1: Summary of findings. **National Lime Association**, 89 p., 1999.
- LITTLE, Dallas N. Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates - Volume 3: Mixture design and testing procedure for lime stabilized soils. **National Lime Association**, 16 p., 2000.
- LITTLE, Dallas N. **Stabilization of pavement subgrades and base courses with lime**. McGregor: Lime Association of Texas, 1995.
- LOVATO, R. S. **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação**. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 144 p., 2004.

- MALLELA, J.; QUINTUS, H. Von; SMITH, K. L. Consideration of lime-stabilized layers in Mechanistic-Empirical Pavement Design. **National Lime Association**, 36 p., 2004.
- MALYSZ, R. **Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 350 p., 2009.
- MARCON, A. F. **Durabilidade e módulo de elasticidade de misturas areia-cal-cinza volante**. Dissertação (Mestrado em Ciências) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 119 p., 1977.
- MEDEIROS, A. A. de L. **Contribuição ao estudo da dosagem de cal para a estabilização de um solo de comportamento laterítico e um não laterítico**. Dissertação (Mestrado em Ciências) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo. São Carlos, 105 p., 2017.
- MEDINA, J. de; MOTTA, L. M. G. da. **Mecânica dos Pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **NCHRP - Report 789: Characterization of Cementitiously Stabilized Layers for Use in Pavement and Analysis**. Washington D. C., 2014.
- NATIONAL LIME ASSOCIATION. Lime-treated soil construction manual: lime stabilization & lime modification. **National Lime Association**, n. Bulletin 326, 2004.
- NATIONAL LIME ASSOCIATION. Lime Terminology, Standards & Properties. **National Lime Association**, n. January, p. 1–10, 2007.
- NATIONAL LIME ASSOCIATION. **Lime treated soils save time & money**. 2005.
- NEUBAUER, C. H.; THOMPSON, M. R. Stability properties of uncured lime-treated fine-grained soils. **Highway Research Record**, v. 381, p. 20–26, 1972.
- NEVES, G. de A. **Influência da área específica na atividade pozolânica do sistema solo laterítico-cal**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Centro de Ciências e Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba. Campina Grande, 172 p., 1989.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Editora Villibor, 1995.
- NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de Arenito Botucatu visando seu emprego na pavimentação**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 150 p., 1991.
- OLA, S. A. The potentials of lime stabilization of lateritic soils. **Engineering Geology**, v. 11, p. 305–317, 1977.
- ORMSBY, W. C.; KINTER, E. B. Effects of Dolomitic and Calcitic Limes on Strength

- Development in Mixtures With Two Clay Minerals. **Public Roads**, v. 37, n. 4, p. 149–160, 1973.
- PAIGE-GREEN, P. The Durability of Stabilized Materials. **The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)**, n. January, p. 3787–3793, 2008.
- PRUSINSKI, J. R.; BHATTACHARJA, S. Effectiveness of Portland cement and lime stabilizing clay soils. **Transportation Research Record**, n. 1652, p. 215–227, 1999. doi: <https://doi.org/10.3141/1652-28>
- PUPPALA, A. J. Advances in ground modification with chemical additives: From theory to practice. **Transportation Geotechnics**, v. 9, p. 123–138, 2016. doi: <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2016.08.004>
- PUPPALA, A.; MOHAMMAD, L.; ALLEN, A. Engineering Behavior of Lime-Treated Louisiana Subgrade Soil. **Transportation Research Record**, v. 1546, n. 1, p. 24–31, 1996. doi: <https://doi.org/10.3141/1546-03>
- REZENDE, L. R. **Estudo do comportamento de materiais alternativos utilizados em estruturas de pavimentos flexíveis**. Tese (Doutorado em Engenharia) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, 266 p., 2013.
- ROCHA, M. T.; DE REZENDE, L. R. Estudo laboratorial de um solo tropical granular estabilizado quimicamente para fins de pavimentação. **Revista Matéria**, v. 22, n. 4, 2017. doi: <https://doi.org/10.1590/S1517-707620170004.0229>
- ROGERS, C. D. F.; GLENDINNING, S.; ROFF, T. E. J. Lime modification of clay soils for construction expediency. **Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering**, v. 125, n. 4, p. 242–249, 1997. doi: <https://doi.org/10.1680/igeng.1997.29660>
- ROGERS, C.; GLENDINNING, S. Lime requirement for stabilization. **Transportation Research Board**, n. 0361–1981, p. 9–18, 2000. doi: <https://doi.org/10.3141/1721-02>
- RONQUIM, C. C. **Conceitos de fertilidade do solo e manejo adequado para as regiões tropicais**. Campinas: Embrapa Monitoramento por Satélite, 2010.
- ROSSI, M. **Mapa pedológico do Estado de São Paulo: revisado e ampliado**. São Paulo: Instituto Florestal, 2017.
- SANTOS, H. G. et al. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. Brasília: Embrapa, 2018.
- SILVA, M. F. **Estudo da estabilização com cal de um solo laterítico e um solo não laterítico**. Dissertação (Mestrado em Ciências) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo. São Carlos, 118 p., 2016.
- SIVAPULLAIAH, P. V.; PRASHANTH, J. P.; SRIDHARAN, A. Delay in compaction and importance of the lime fixation point on the strength and compaction characteristics of soil. **Ground Improvement**, v. 2, n. 27, p. 1365–1781, 1998.
- SOBRAL, L. F. et al. **Guia Prático para Interpretação de Resultados de Análises de Solo**.

Aracaju: Embrapa Tabuleiros Costeiros, 2015.

SOUTH AFRICAN NATIONAL ROADS AGENCY LIMITED. **South African Pavement Engineering Manual - Chapter 10: Pavement Design**. 2 ed.ed. Pretoria, 2014.

SU, N. et al. Characterizations of base and subbase layers for Mechanistic-Empirical Pavement Design. **Construction and Building Materials**, v. 152, p. 731–745, 2017. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.060>

SWEENEY, D. A.; WONG, D. K. H.; FREDLUND, D. G. Effect of lime on highly plastic clay with special emphasis on aging. **Transportation Research Record**, n. 1190, p. 13–23, 1988.

THE JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **JSCE-SF4: Methods of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. 1984.

THEYSE, H., L.; DE BEER, M.; RUST, F., C. Overview of South African Mechanistic. **Journal of the Transportation Research Board**, p. 7–17, 1996. doi: <https://doi.org/10.3141/1539-02>

THOMPSON, M. R. Suggested Method for Mixture Design Procedure for Lime-Treated Soils. **Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes: Fifth Edition**, p. 430–440, 1970. doi: <https://doi.org/10.1520/STP38539S>

THOMPSON, M. R. Factors influencing the plasticity and strength of lime soil mixtures. **University of Illinois Bulletin**, v. 64, n. 100, p. 1–20, 1967.

THOMPSON, M. R. Lime reactivity of Illinois soils. **Soil Mechanics and Foundations Division - Proceedings of the American Society of Civil Engineers**, v. 92, p. 67–92, 1966a.

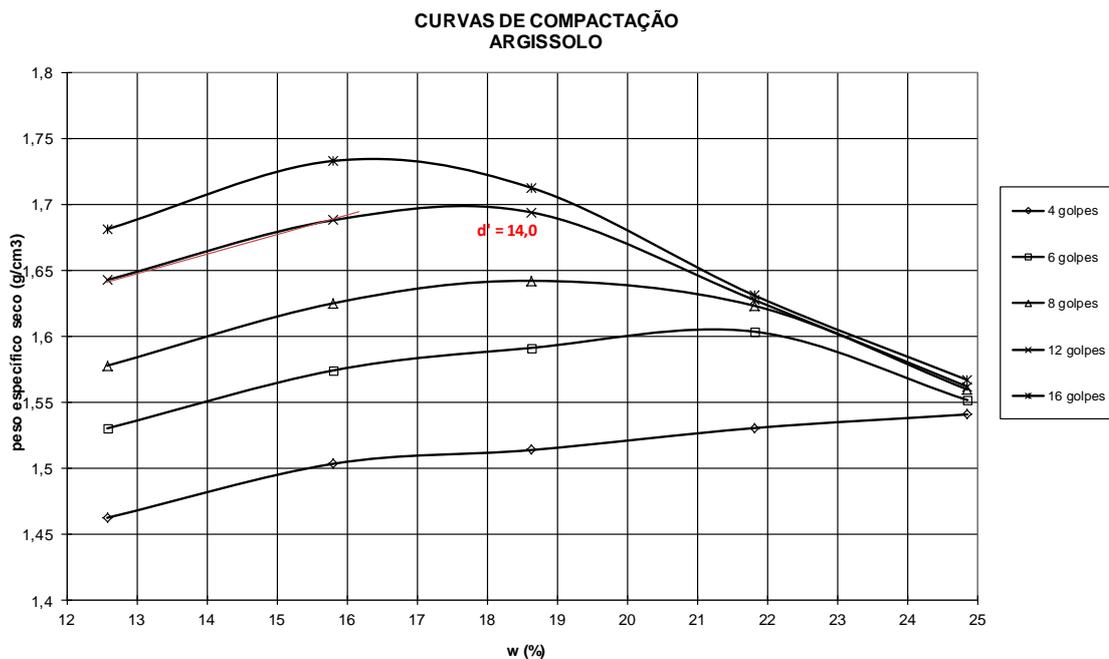
THOMPSON, M. R. Split-Tensile Strength of Lime-Stabilized Soils. **Highway Research Record**, Washington D. C., p. 69–82, 1966b.

TOOHEY, N. M.; MOONEY, M. A.; BEARCE, R. G. Stress-strain-strength behavior of lime-stabilized soils during accelerated curing. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 25, n. 12, p. 1880–1886, 2013. doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000749](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000749)

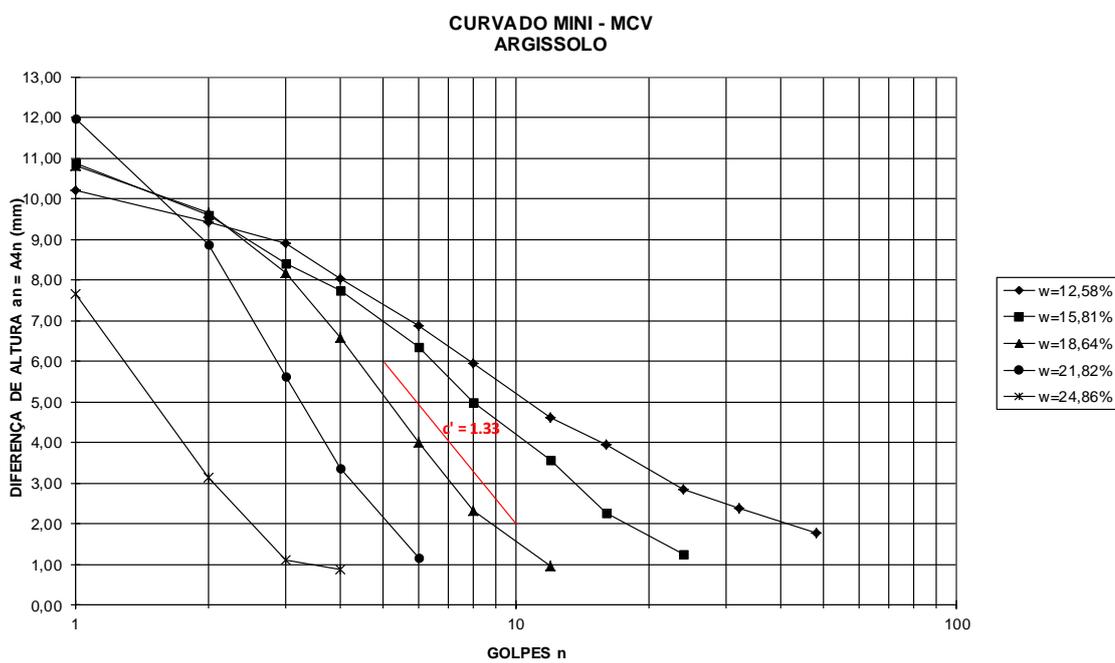
TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Lime stabilization – reactions properties, design and construction. **State of the Art Report 5**, n. May, 64 p., 1987.

## **APÊNDICE A**

### **Resultados da caracterização dos solos**

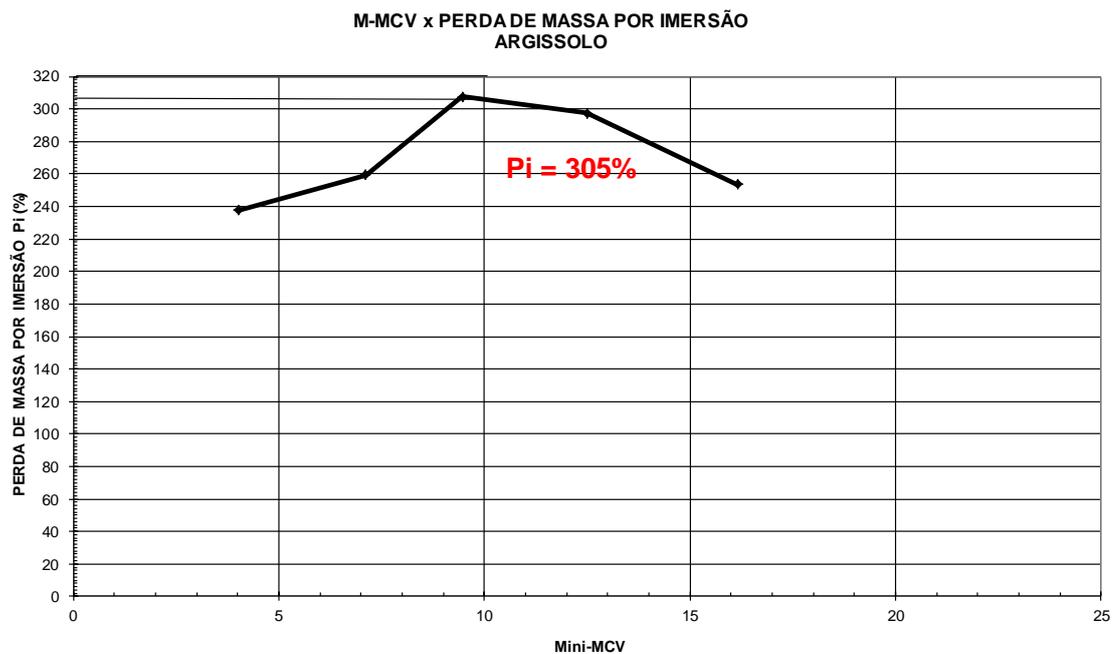


(a)

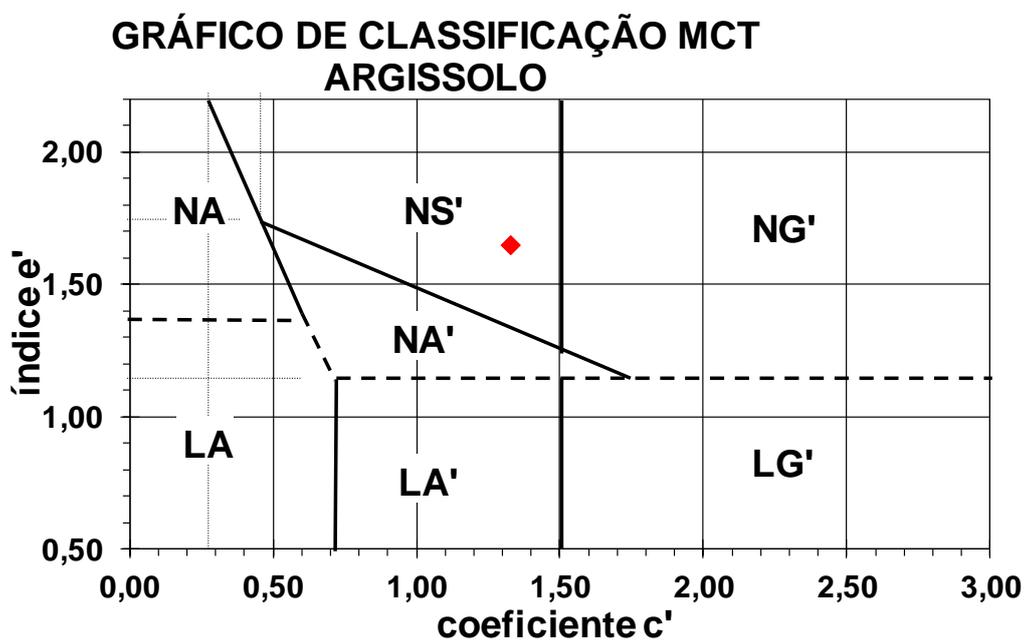


(b)

Figura A.1: Resultados da classificação MCT para o Argissolo: curvas de compactação (a) e curvas do mini-MCV (b)



(a)



(b)

Figura A.2: Resultados da classificação MCT para o Argissolo: perda de massa por imersão (a) e gráfico de classificação MCT (b)

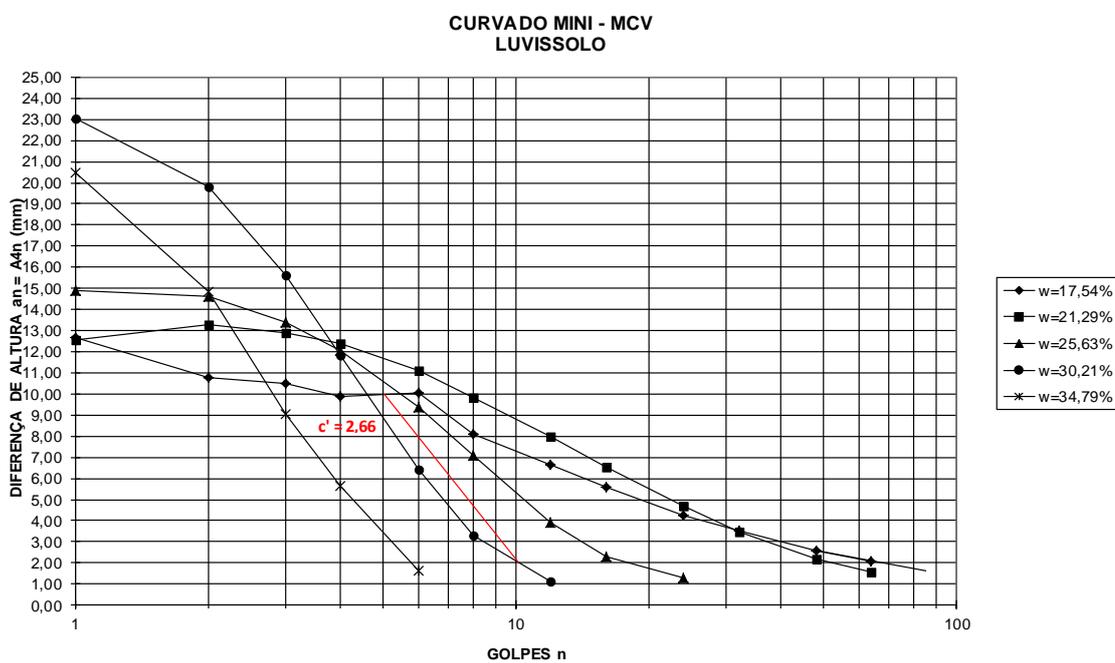
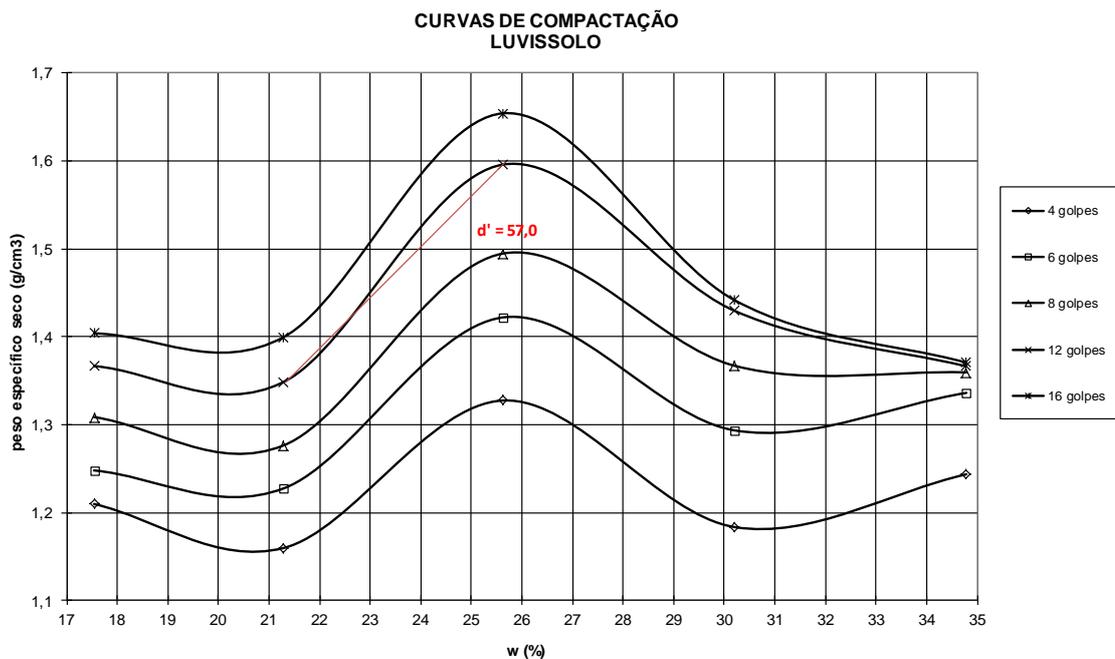
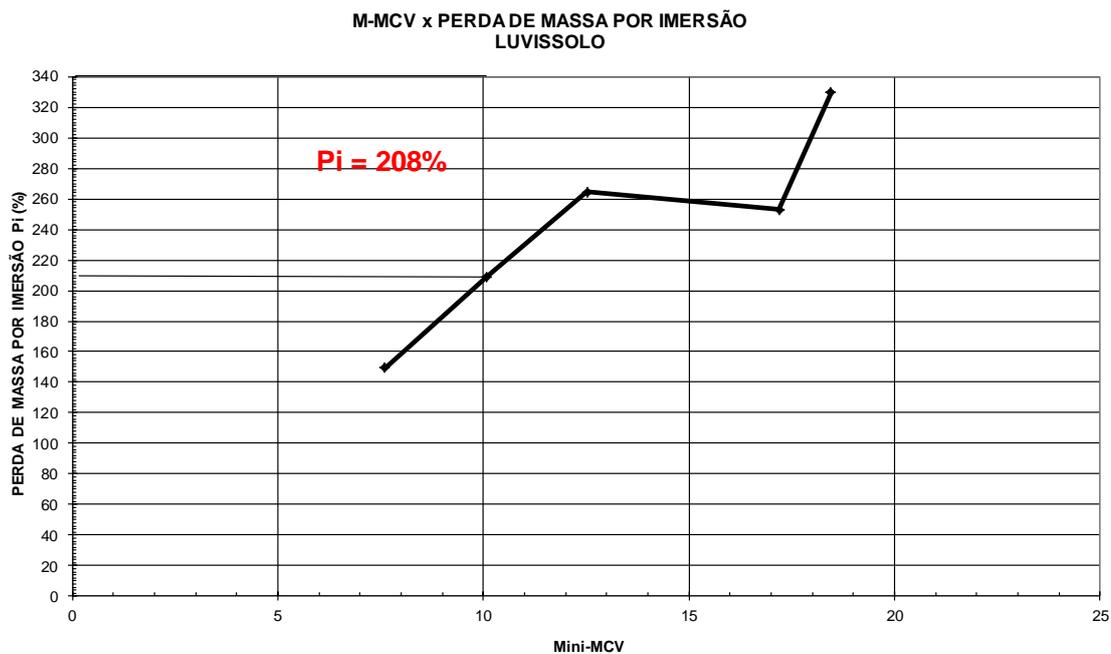
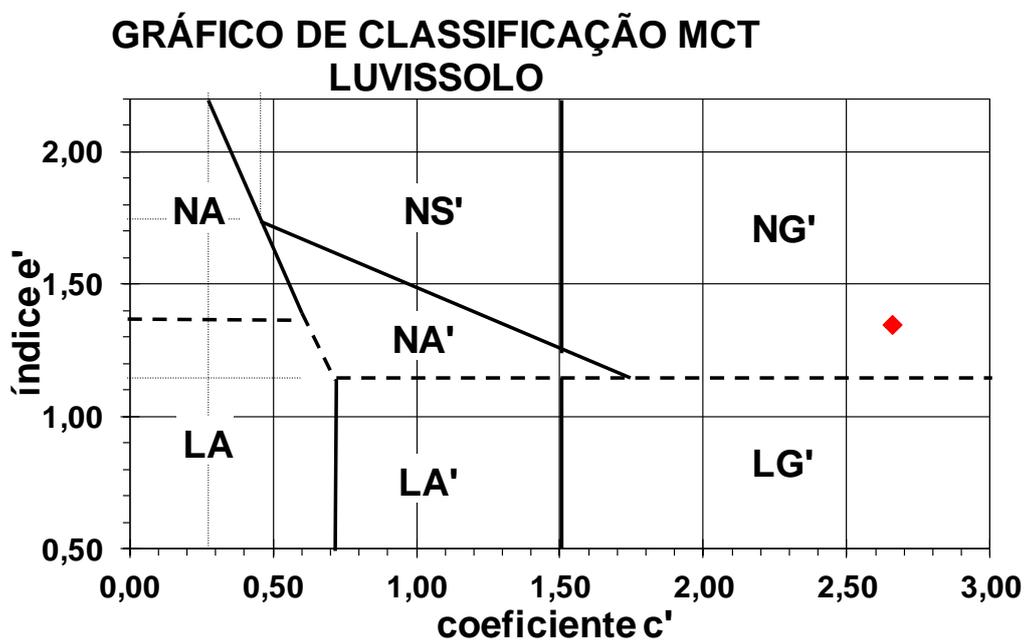


Figura A.3: Resultados da classificação MCT para o Luvisol: curvas de compactação (a) e curvas do mini-MCV (b)



(a)



(b)

Figura A.4: Resultados da classificação MCT para o Luvisso: perda de massa por imersão (a) e gráfico de classificação MCT (b)

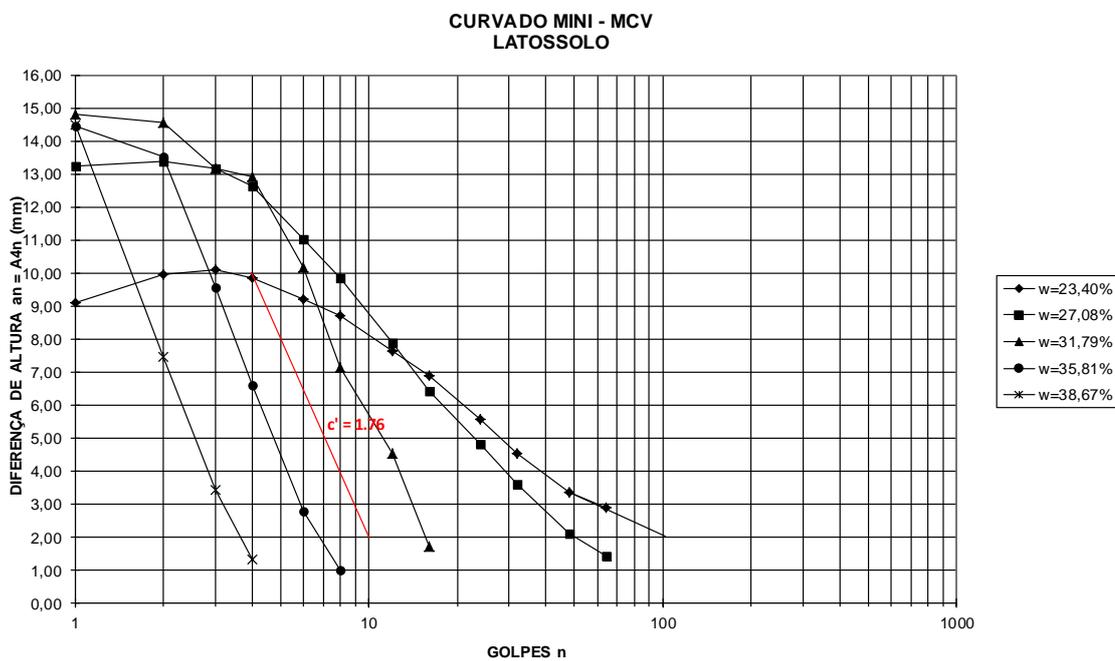
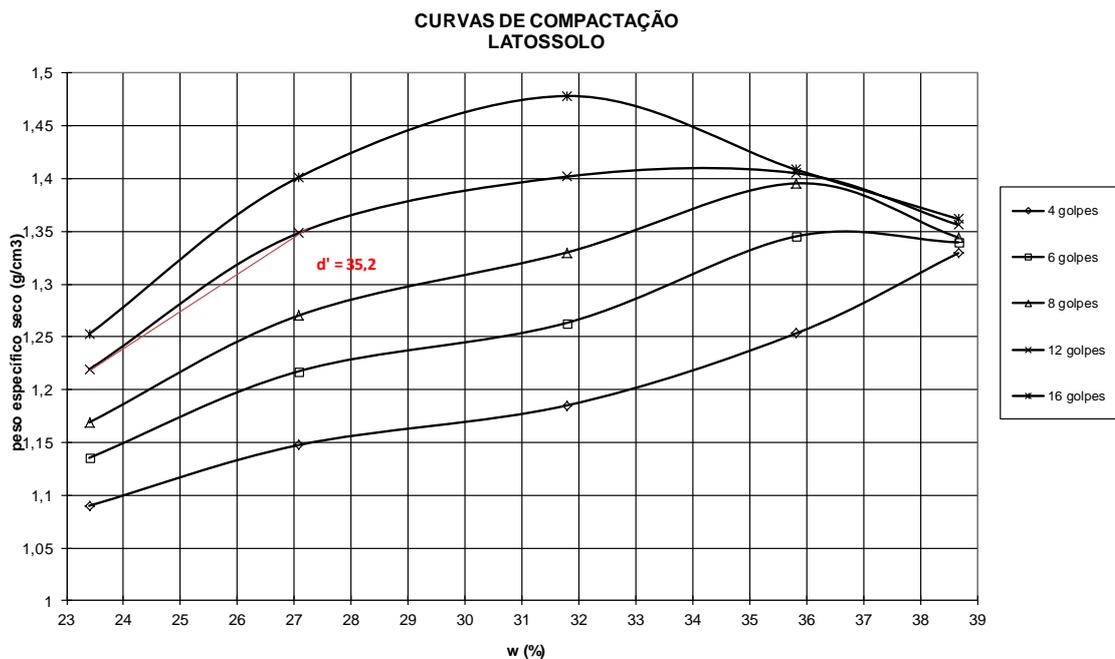
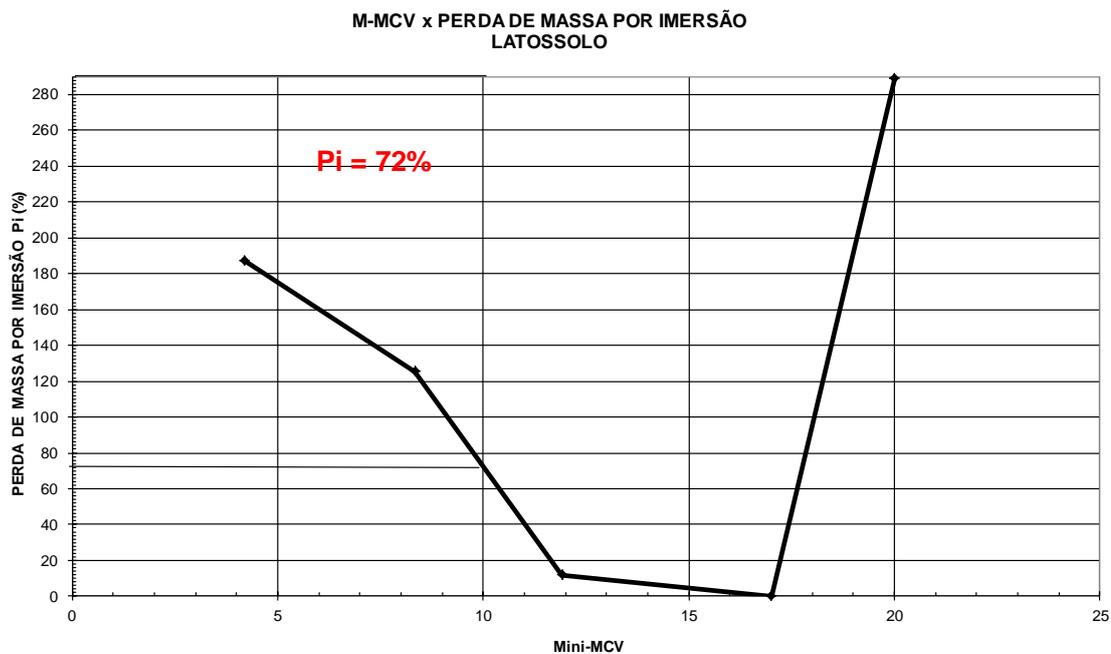
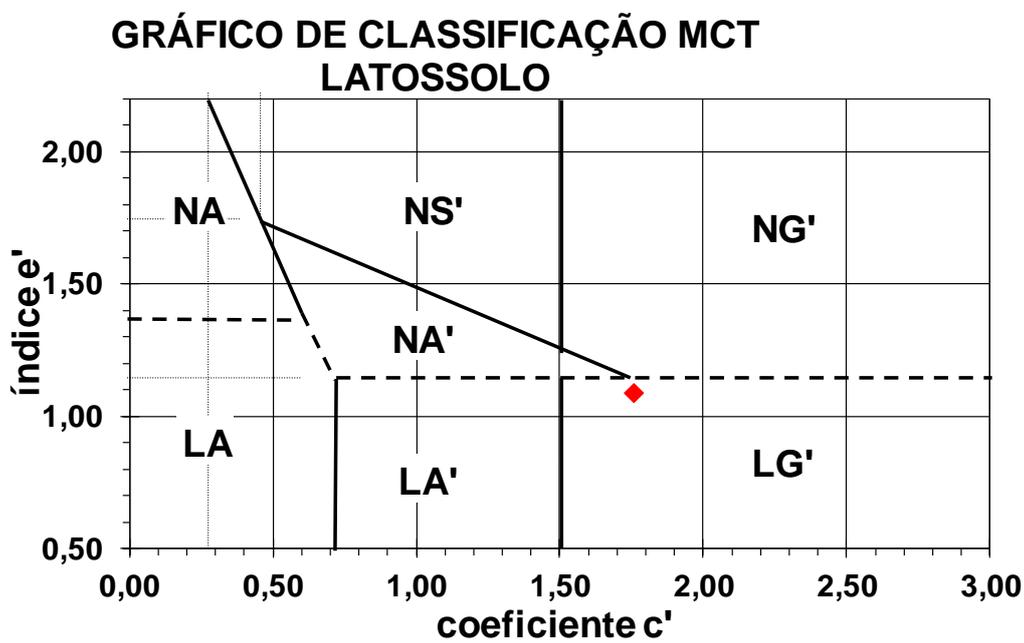


Figura A.5: Resultados da classificação MCT para o Latossolo: curvas de compactação (a) e curvas do mini-MCV (b)



(a)



(b)

Figura A.6: Resultados da classificação MCT para o Latossolo: perda de massa por imersão (a) e gráfico de classificação MCT (b)

**Laudo de Análise de Solo**

 NOME: thaís r. kleinert  
 MUNICÍPIO:  
 ESTADO:

 DATA DO RECEBIMENTO: 28/08/2018  
 DATA DA EXPEDIÇÃO:  
 LOCALIDADE:

NUM	REGISTRO	ARGILA %	pH H <sub>2</sub> O	Índice SMP	P mg/dm <sup>3</sup>	K mg/dm <sup>3</sup>	M.O. %	Al troc. cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>	Ca troc. cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>	Mg troc. cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>
1	18274/37	44	6.8	6.8	17	>400	1.5	0.0	14.1	10.1
2	18274/38	46	5.1	6.6	0.2	6	0.2	1.2	0.2	0.2
3	18274/39	34	4.6	5.9	0.7	51	0.7	0.8	1.5	0.8

Argila determinada pelo método do densímetro; pH em água 1:1; P e K determinados pelo método Mehlich I; M.O. por digestão úmida; Ca, Mg, Al, Mn e Na trocáveis extraídos com KCl 1 mol L<sup>-1</sup>; S-SO<sub>4</sub> extraída com CaHPO<sub>4</sub> 500 mg L<sup>-1</sup> de P; Zn e Cu extraídos com HCl 0,1 mol L<sup>-1</sup>; B extraído com água quente.

NUM	Al+H cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>	CTC cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>	% SAT da CTC		RELAÇÕES		
			BASES	Al	Ca/Mg	Ca/K	Mg/K
1	1.7	27.3	94	0	1.4	9	7
2	2.2	2.61	16	74.2	1	13	13
3	4.9	7.34	33	24.7	1.9	11	6

CTC a pH 7,0. Necessidade de cálcio para atingir pH 5,0 - calculada pela média dos métodos SMP e Al+HMO. Sugestão válida no caso de não ter sido feita calagem integral nos últimos 3 anos a sob sistema de cultivo convencional. No sistema plantio direto, consultar um agrônomo.

NUM	S mg/dm <sup>3</sup>	Zn mg/dm <sup>3</sup>	Cu mg/dm <sup>3</sup>	B mg/dm <sup>3</sup>	Mn mg/dm <sup>3</sup>	Fe g/dm <sup>3</sup>	Na mg/dm <sup>3</sup>	OUTRAS DETERMINAÇÕES
1	26	4.2	1.2	0.3	1			
2	71	0.2	0.2	0.1	1			
3	19	0.8	9.7	0.1	8			

Consulte um agrônomo para obter as recomendações de adubação

NUM	IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA
1	SALTINHO
2	RJ
3	PR

**Clesio Gianello**  
 Engº Agrº CREA 8º Reg **25.642**  
 Chefe do Laboratório de Análises

Laboratório de Análises de Solo - Av. Bento Gonçalves, 7712 - Porto Alegre - RS - CEP 91540-000  
 Fones/Fax: (0xx51)3308-8023 - 3308-7457 - 3308-7459 - Email: lsolos@hotmail.com

Figura A.7: Resultados da caracterização química dos solos: Luvisolo (1), Argissolo (2) e Latossolo (3)

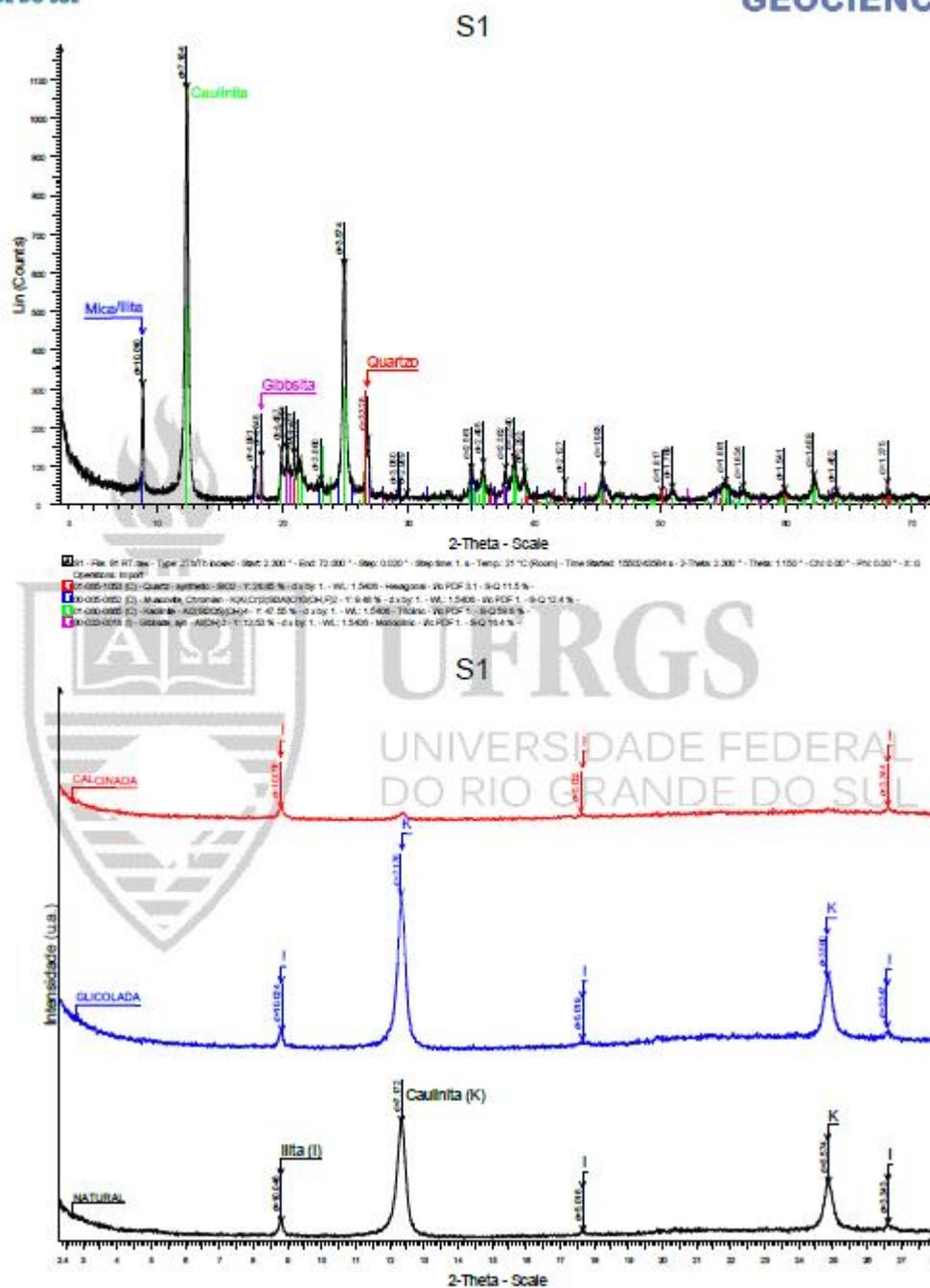


Figura A.8: Análises de difratometria de raios X realizadas com o Argissolo

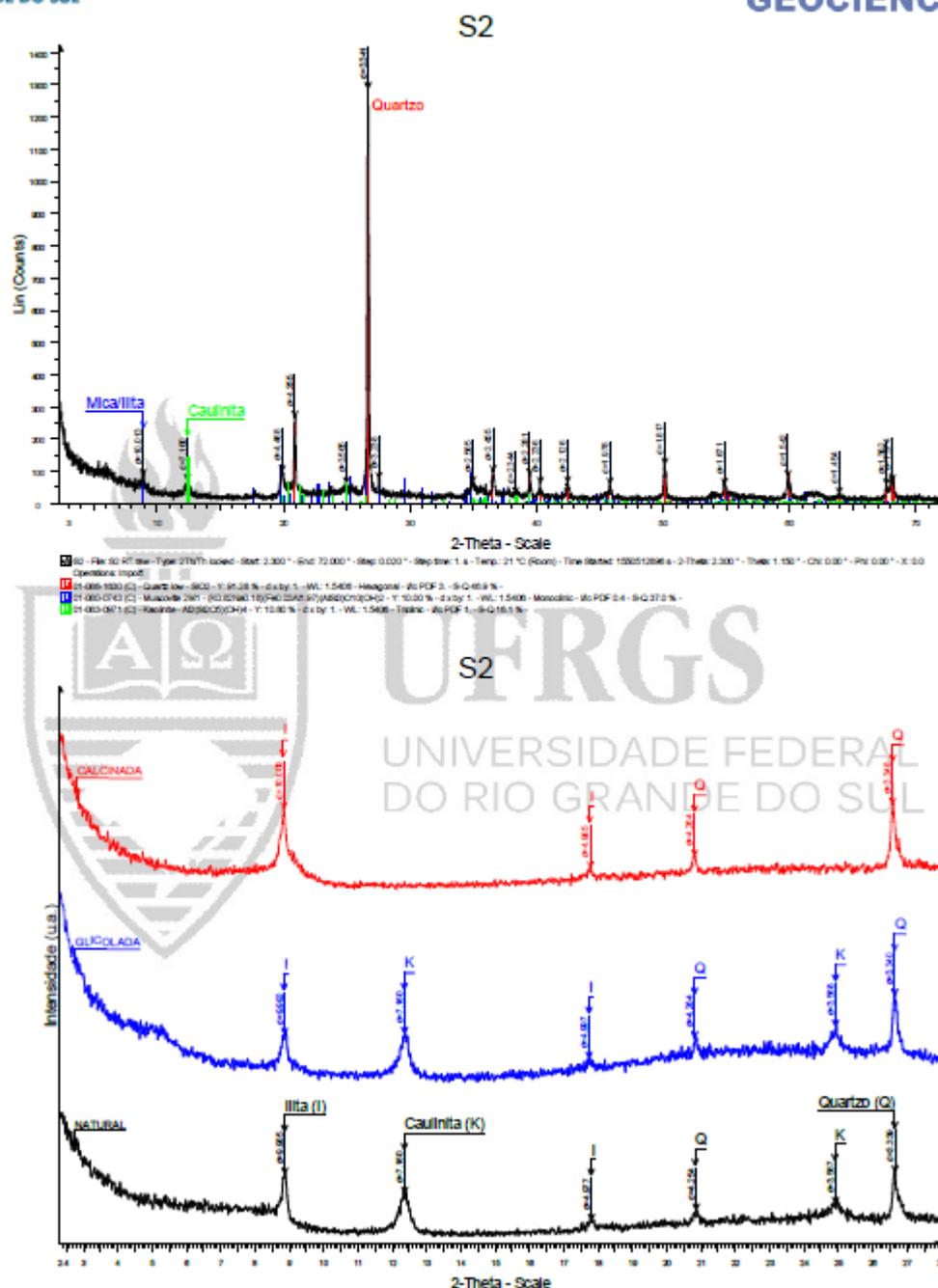


Figura A.9: Análises de difratometria de raios X realizadas com o Luvissolo

S3

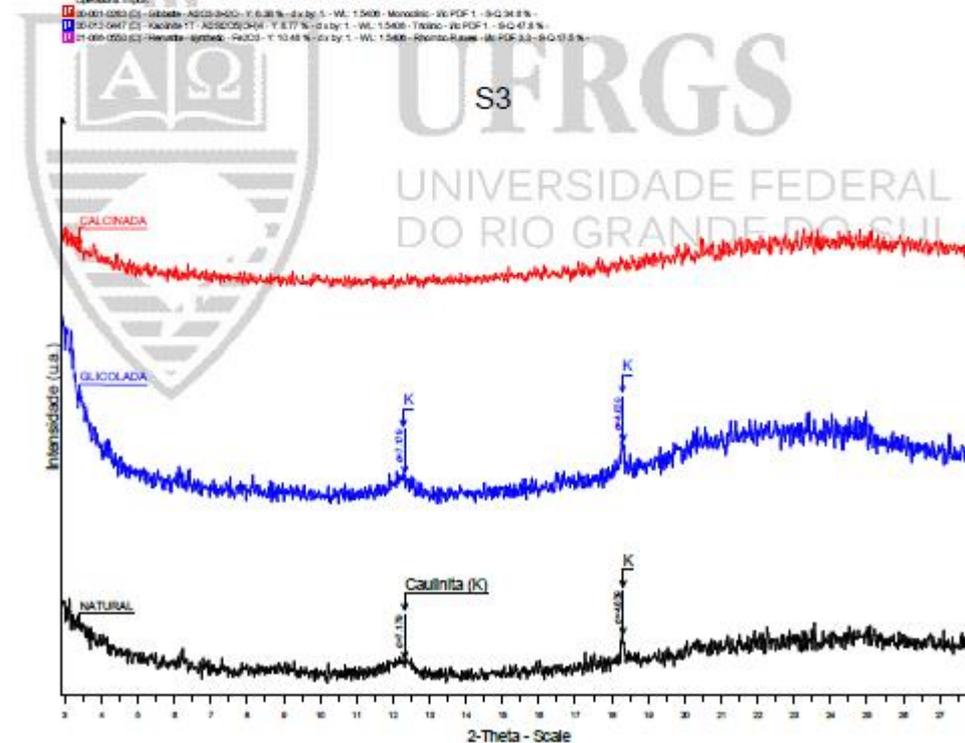
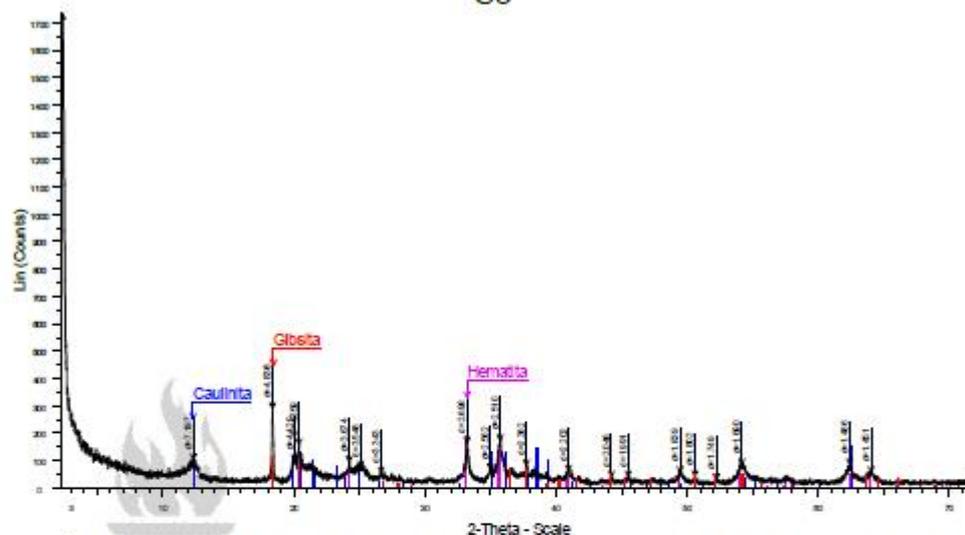


Figura A.10: Análises de difratometria de raios X realizadas com o Latossolo

Sample : S1  
 Operator:  
 Comment : 20 deg/min , for Oxide  
 Group : [Qual-Quant.]Std-Oxide  
 Date : 2019-03-18 15:50

[Quantitative Result]

Analyte	Result	Proc-Calc	Line	Net Int.	BG Int.
Al2O3	72.7840 %	Quant.-FP	AlKa	367.498	24.364
Fe2O3	12.2089 %	Quant.-FP	FeKa	212.388	1.938
SiO2	10.2077 %	Quant.-FP	SiKa	22.153	0.104
K2O	2.5435 %	Quant.-FP	K Ka	34.841	1.024
TiO2	0.8155 %	Quant.-FP	TiKa	2.790	0.251
MgO	0.4198 %	Quant.-FP	MgKa	0.566	0.563
ZrO2	0.3086 %	Quant.-FP	ZrKa	23.212	18.844
SO3	0.3038 %	Quant.-FP	S Ka	1.255	0.457
P2O5	0.2282 %	Quant.-FP	P Ka	1.173	0.562
CaO	0.1319 %	Quant.-FP	CaKa	1.361	1.183
Rb2O	0.0482 %	Quant.-FP	RbKa	3.525	13.564

(a)

Sample : S2  
 Operator:  
 Comment : 20 deg/min , for Oxide  
 Group : [Qual-Quant.]Std-Oxide  
 Date : 2019-03-18 15:38

[Quantitative Result]

Analyte	Result	Proc-Calc	Line	Net Int.	BG Int.
Al2O3	45.1235 %	Quant.-FP	AlKa	180.303	11.747
Fe2O3	17.3808 %	Quant.-FP	FeKa	253.742	1.786
SiO2	15.8129 %	Quant.-FP	SiKa	37.012	0.209
MgO	10.6325 %	Quant.-FP	MgKa	12.667	0.524
K2O	6.7052 %	Quant.-FP	K Ka	93.337	1.256
TiO2	1.4848 %	Quant.-FP	TiKa	4.521	0.244
CaO	1.0591 %	Quant.-FP	CaKa	9.964	1.152
Na2O	0.3492 %	Quant.-FP	NaKa	0.230	0.088
MnO	0.3476 %	Quant.-FP	MnKa	4.171	1.035
P2O5	0.2774 %	Quant.-FP	P Ka	1.462	0.786
SO3	0.2467 %	Quant.-FP	S Ka	1.045	0.494
ZrO2	0.2072 %	Quant.-FP	ZrKa	11.861	16.016
CuO	0.1058 %	Quant.-FP	CuKa	1.963	2.419
Rb2O	0.1056 %	Quant.-FP	RbKa	5.889	11.383
ZnO	0.0971 %	Quant.-FP	ZnKa	2.149	3.111
SrO	0.0638 %	Quant.-FP	SrKa	3.619	13.014
Y2O3	0.0008 %	Quant.-FP	Y Ka	0.047	14.636

(b)

Figura A.11: Resultados das análises de fluorescência de raios X: Argissolo (a) e Luvisolo (b)

Sample : S3  
 Operator:  
 Comment : 20 deg/min , for Oxide  
 Group : [Qual-Quant.]Std-Oxide  
 Date : 2019-03-18 15:25

[Quantitative Result]

Analyte	Result	Proc-Calc	Line	Net Int.	BG Int.
Al2O3	45.3891 %	Quant.-FP	AlKa	183.140	11.021
Fe2O3	45.2048 %	Quant.-FP	FeKa	724.267	2.730
SiO2	3.7336 %	Quant.-FP	SiKa	9.241	0.056
TiO2	3.1925 %	Quant.-FP	TiKa	14.669	0.368
MgO	0.7215 %	Quant.-FP	MgKa	0.760	0.362
ZrO2	0.3843 %	Quant.-FP	ZrKa	14.824	15.454
CuO	0.3198 %	Quant.-FP	CuKa	4.118	2.752
SO3	0.2855 %	Quant.-FP	S Ka	1.415	0.510
CaO	0.2834 %	Quant.-FP	CaKa	3.985	1.570
MnO	0.1684 %	Quant.-FP	MnKa	2.423	1.437
ZnO	0.1372 %	Quant.-FP	ZnKa	2.097	3.489
NiO	0.0689 %	Quant.-FP	NiKa	0.868	2.090
K2O	0.0615 %	Quant.-FP	K Ka	1.076	1.012
Cr2O3	0.0496 %	Quant.-FP	CrKa	0.601	0.881

Figura A.12: Resultados das análises de fluorescência de raios X do Latossolo

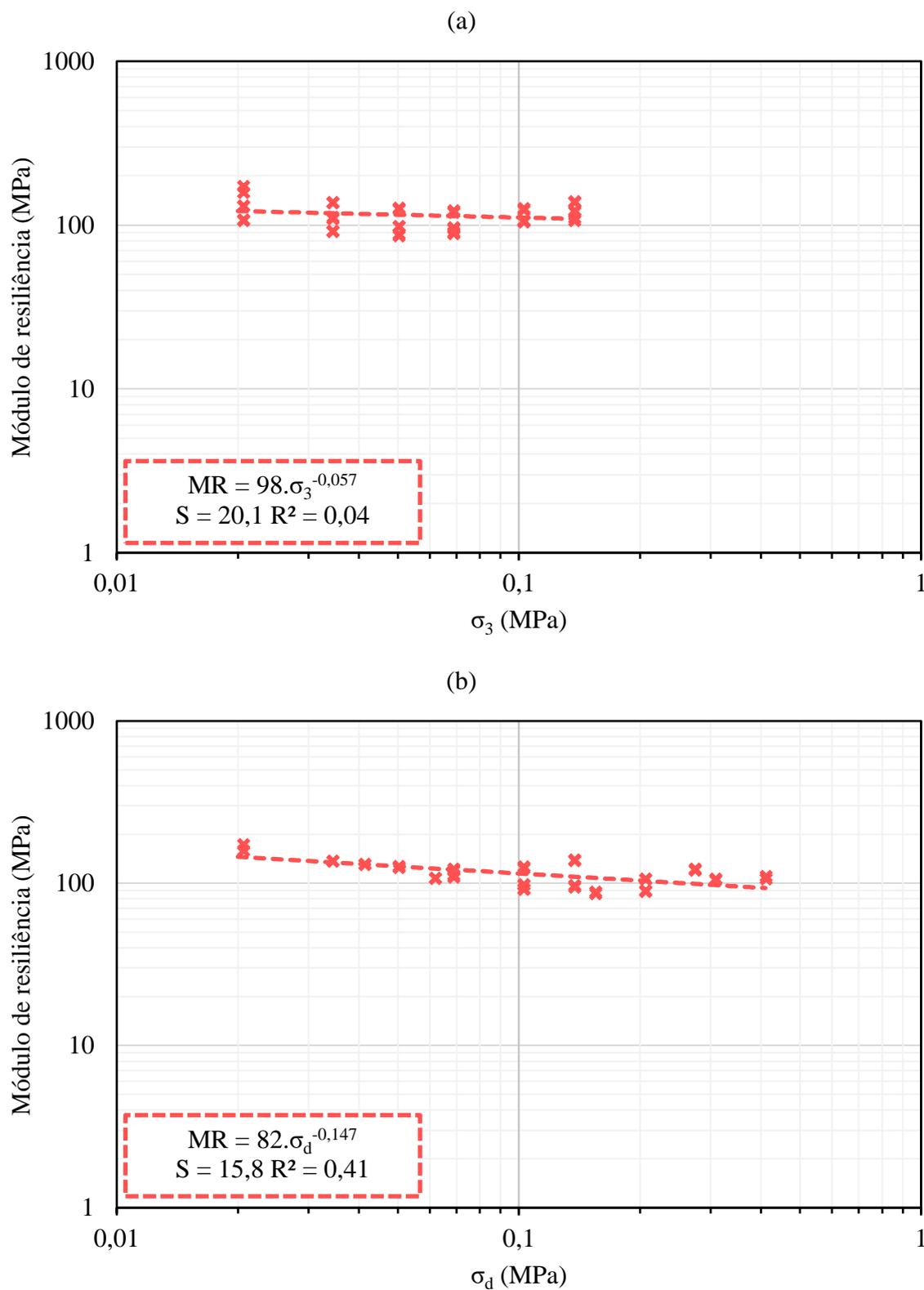


Figura A.13: Comportamento resiliente do Argissolo compactado na energia normal: modelos baseados na tensão confinante (a) e na tensão desvio (b)

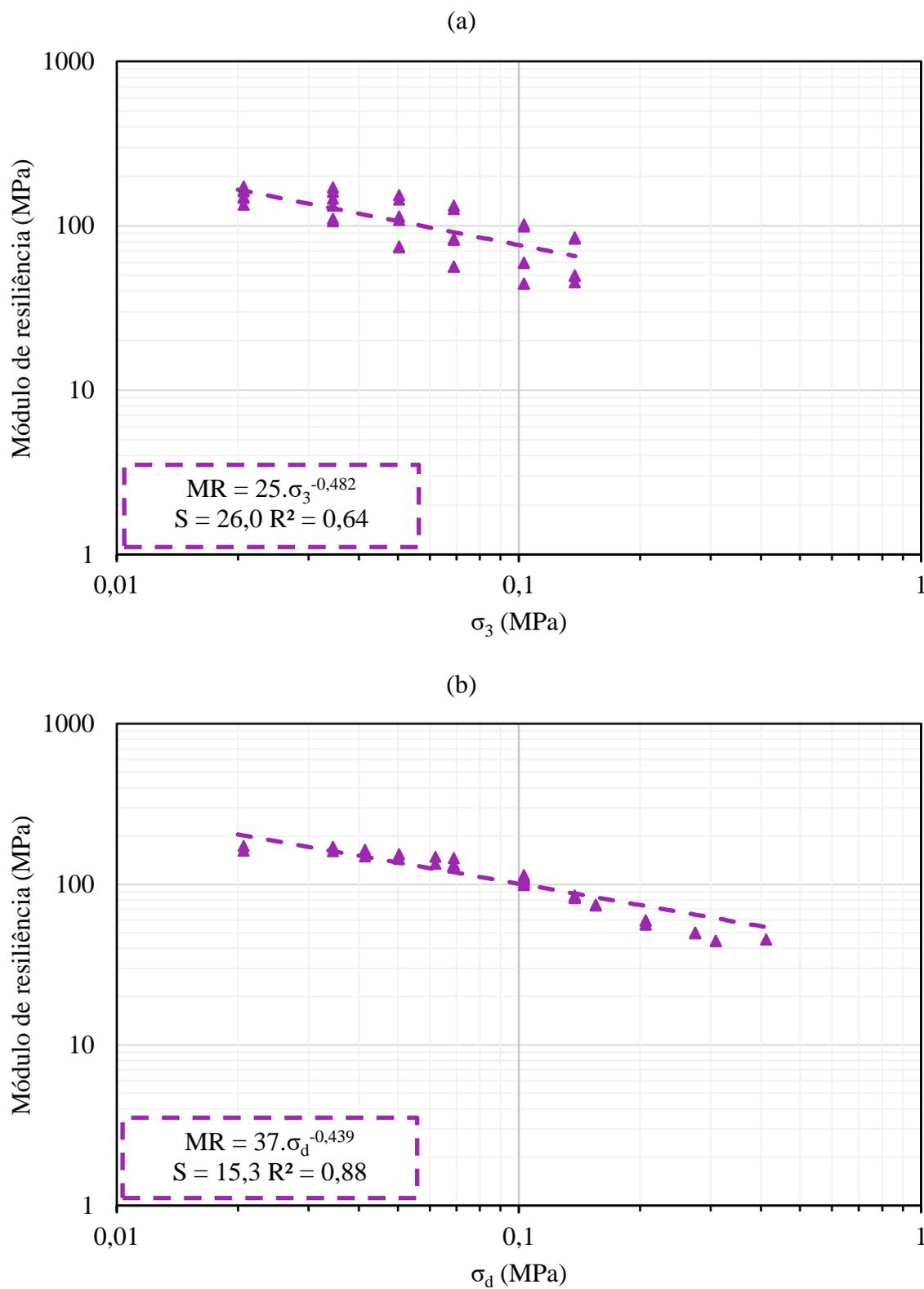


Figura A.14: Comportamento resiliente do Luvissoleo compactado na energia normal: modelos baseados na tensão confinante (a) e na tensão desvio (b)

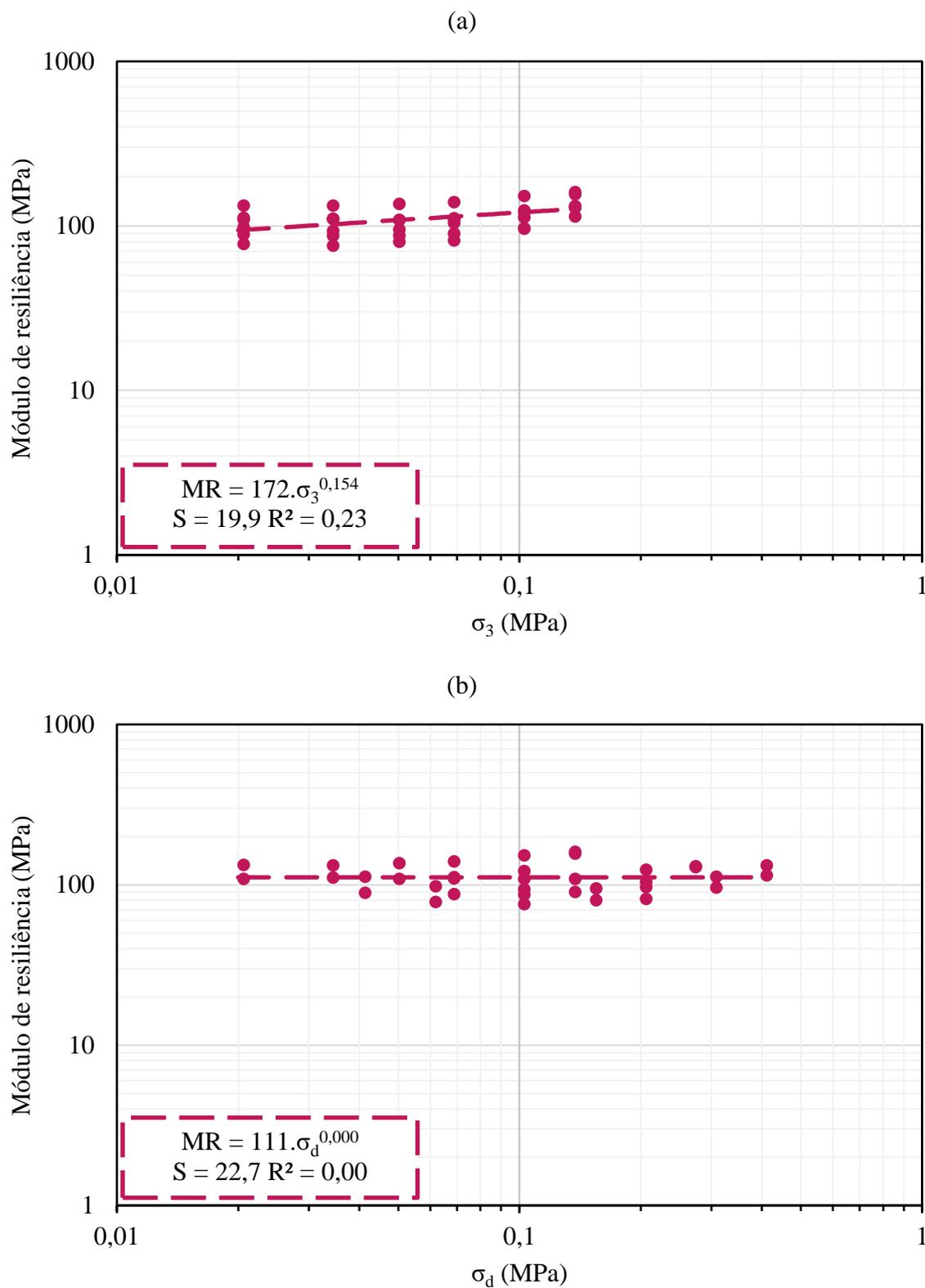


Figura A.15: Comportamento resiliente do Latossolo compactado na energia normal: modelos baseados na tensão confinante (a) e na tensão desvio (b)

## **APÊNDICE B**

Gráficos gerados nas análises de resistência à compressão simples das misturas  
solo-cal

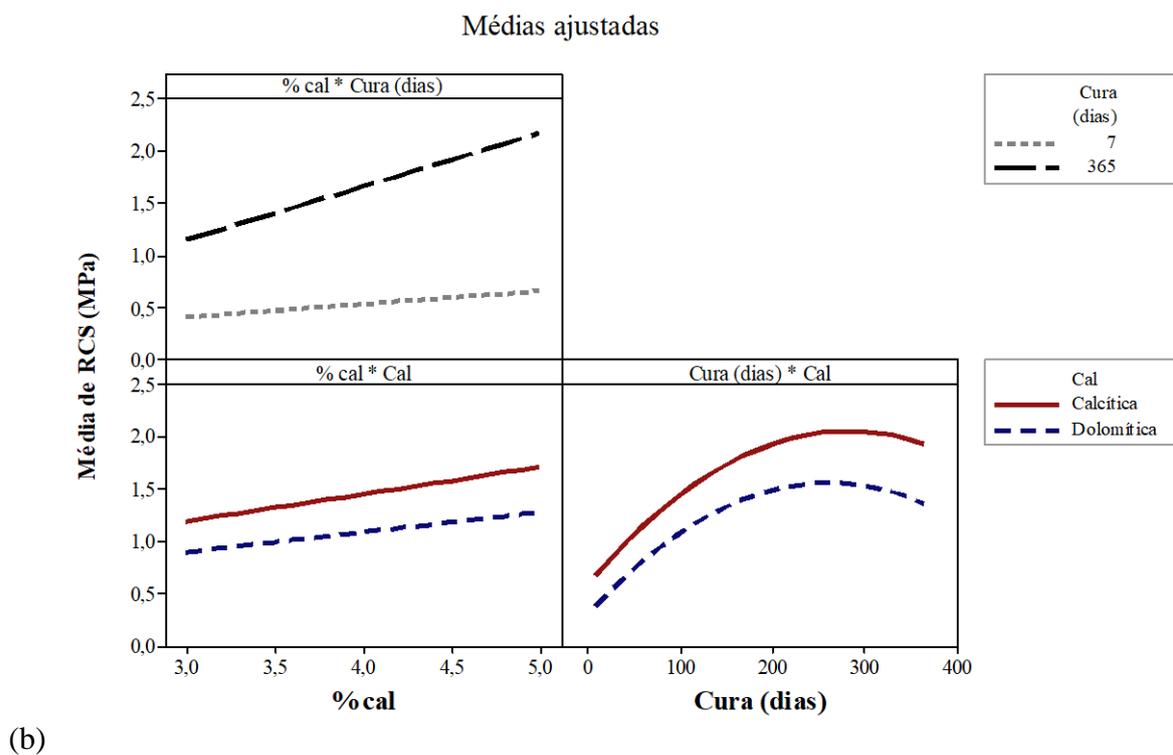
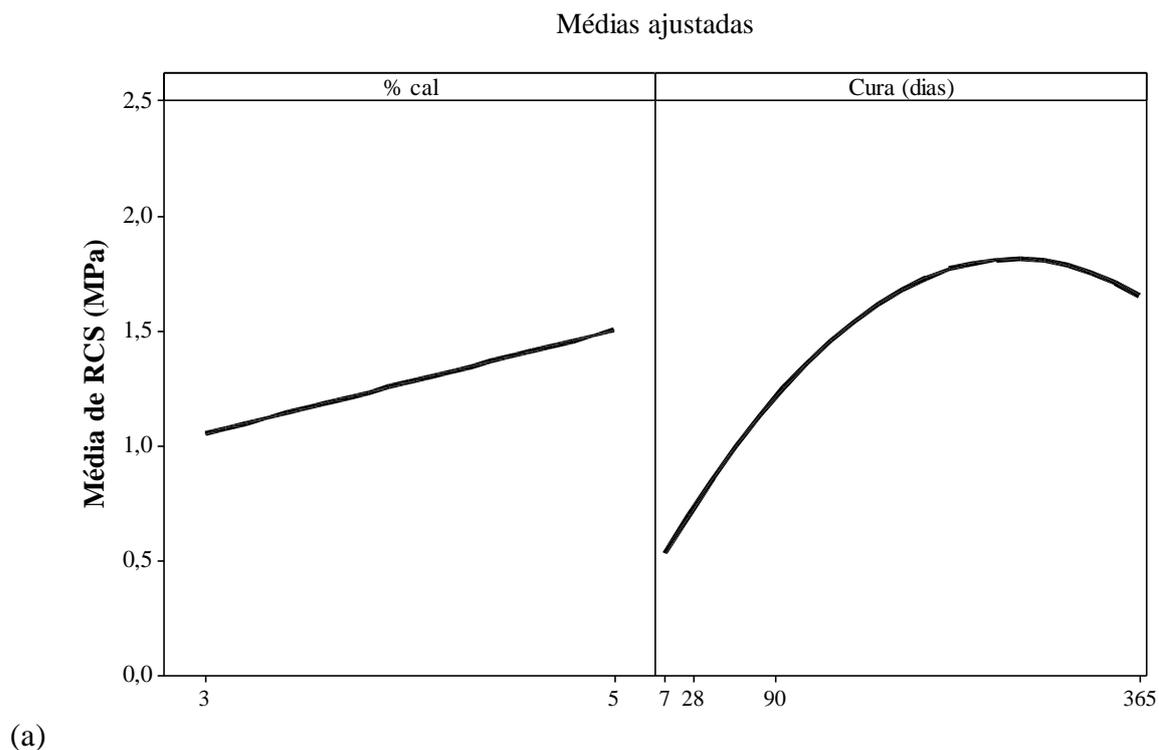
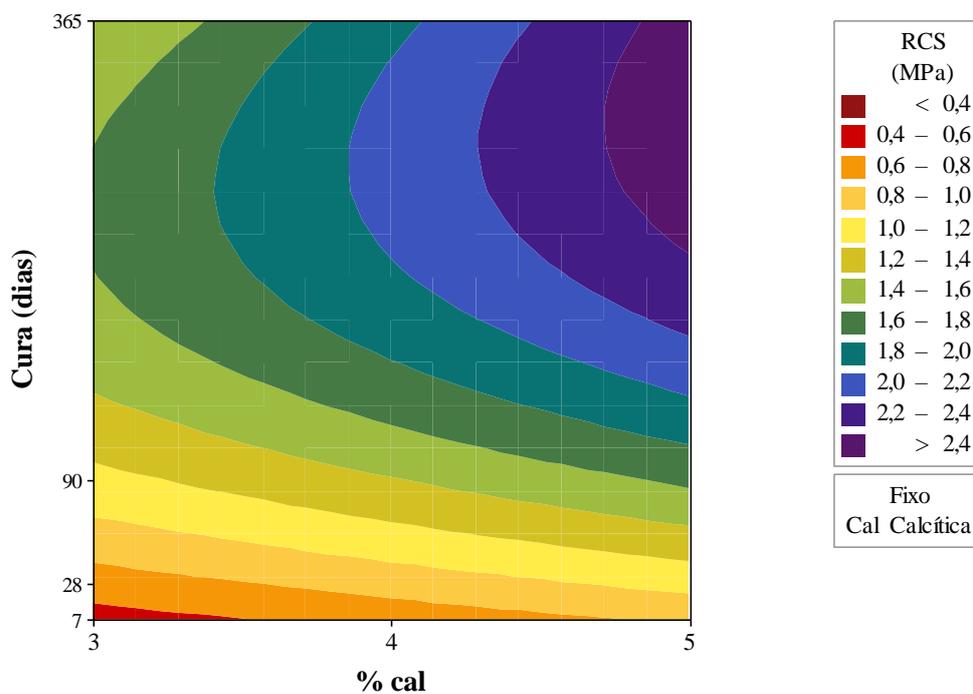
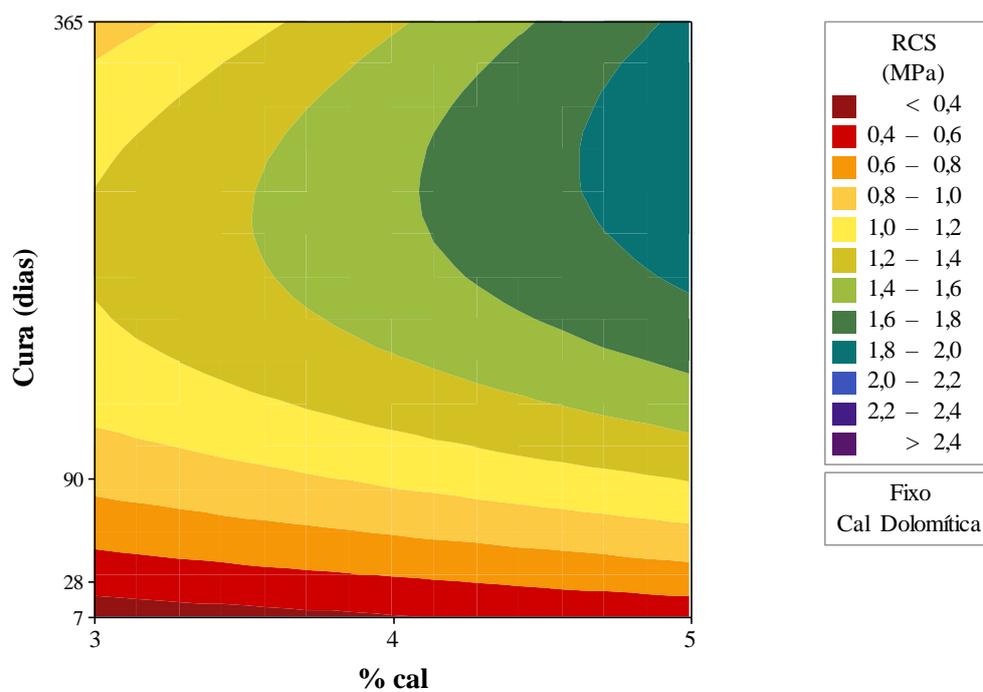


Figura B.1: Gráficos das médias ajustadas de resistência à compressão simples das misturas de Argissolo e cal compactadas na energia normal – efeitos principais (a) e interações (b)



(a)



(b)

Figura B.2: Gráficos de contorno entre o teor de cal e o tempo de cura para as misturas de Argissolo compactadas na energia normal com adição de cal calcítica (a) e cal dolomítica (b)

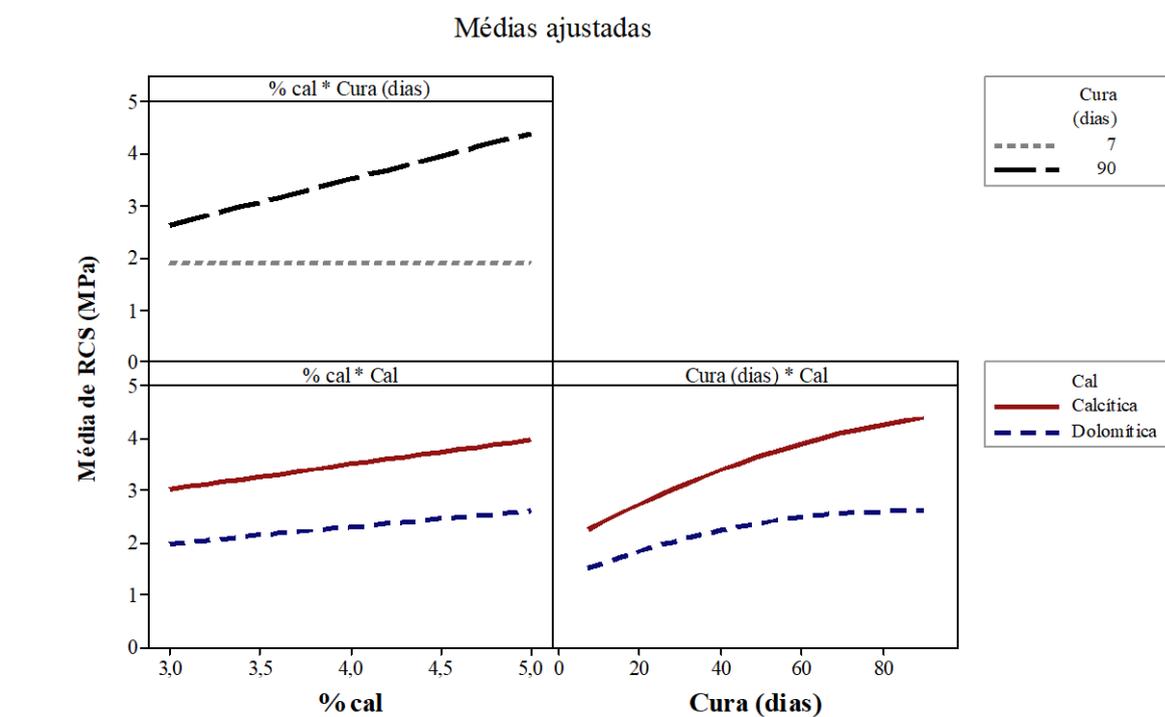
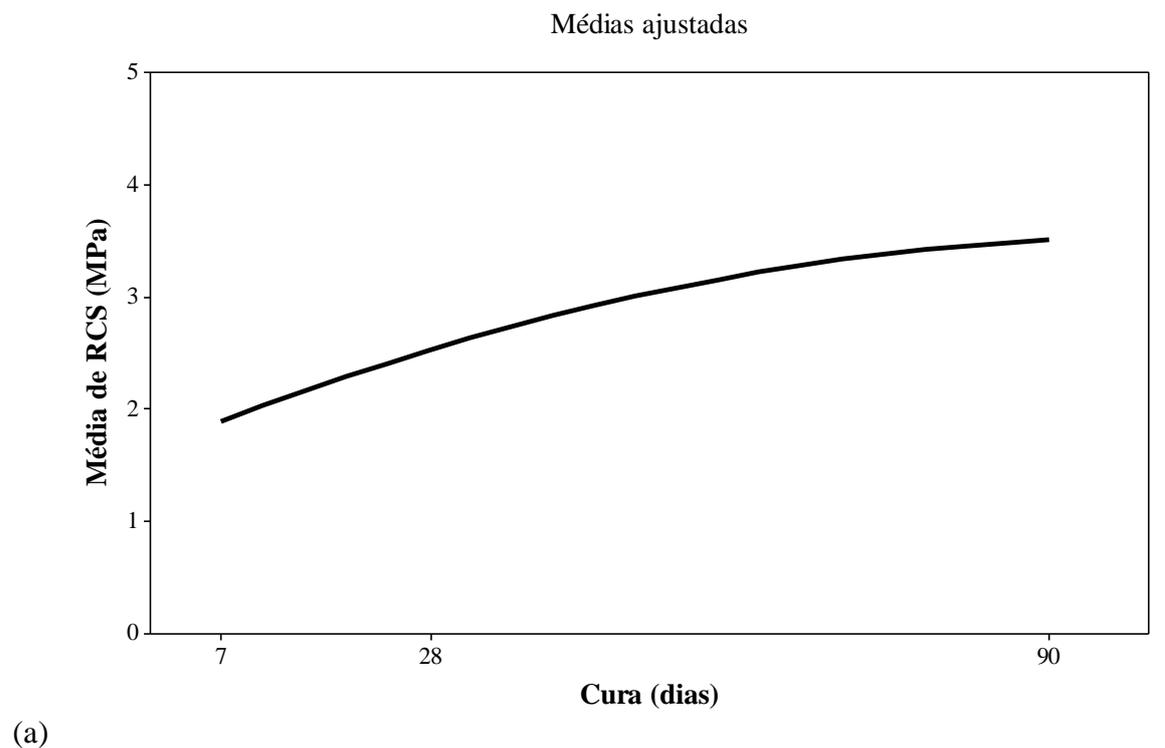
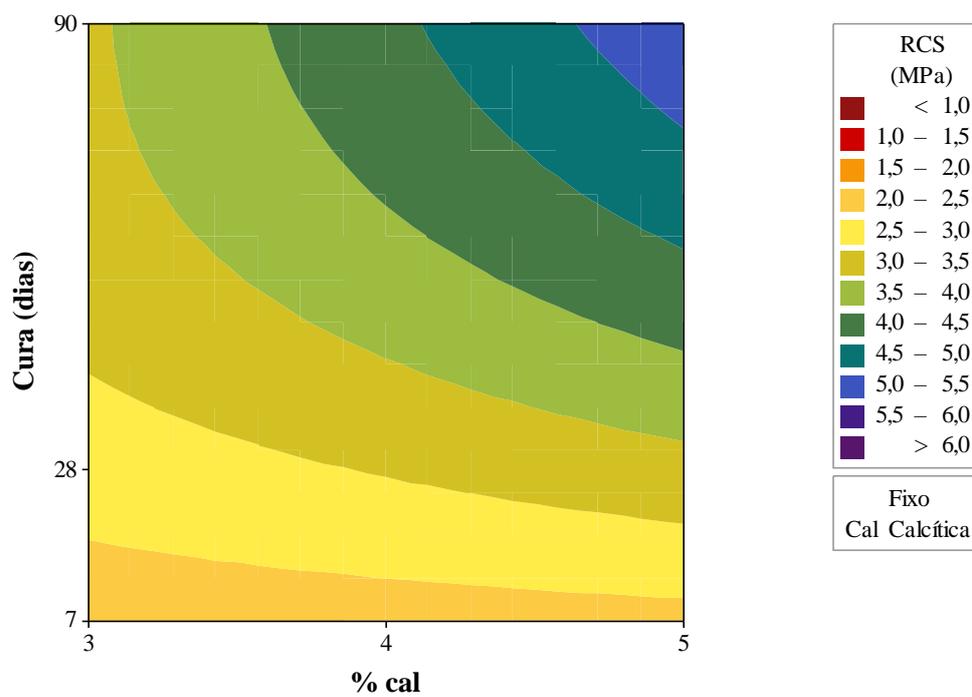
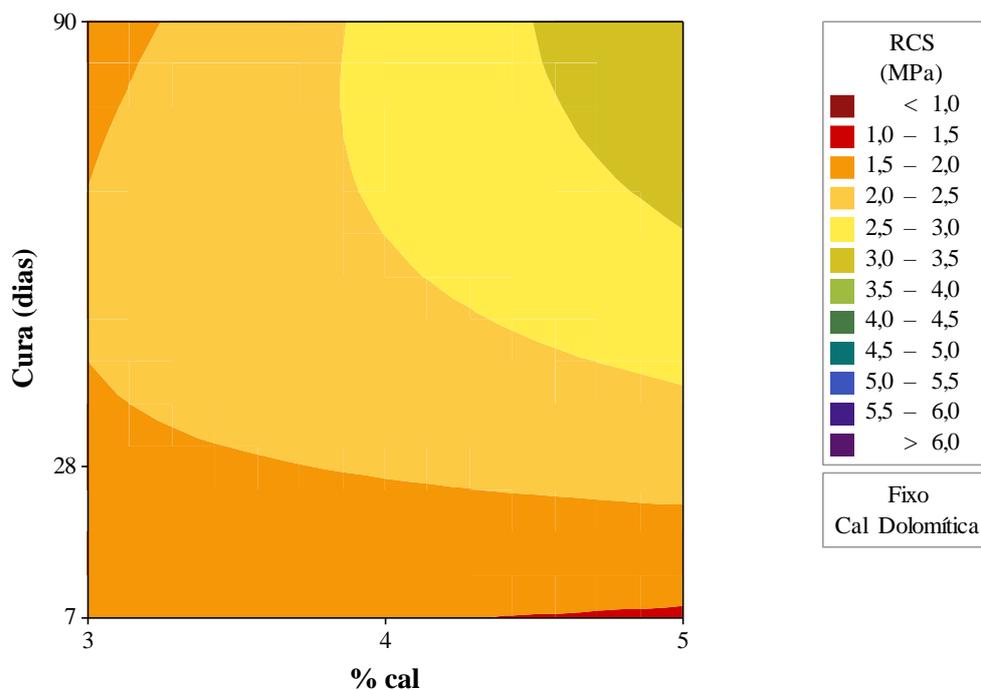


Figura B.3: Gráficos das médias ajustadas de resistência à compressão simples das misturas de Argissolo e cal compactadas na energia modificada – efeitos principais (a) e interações (b)

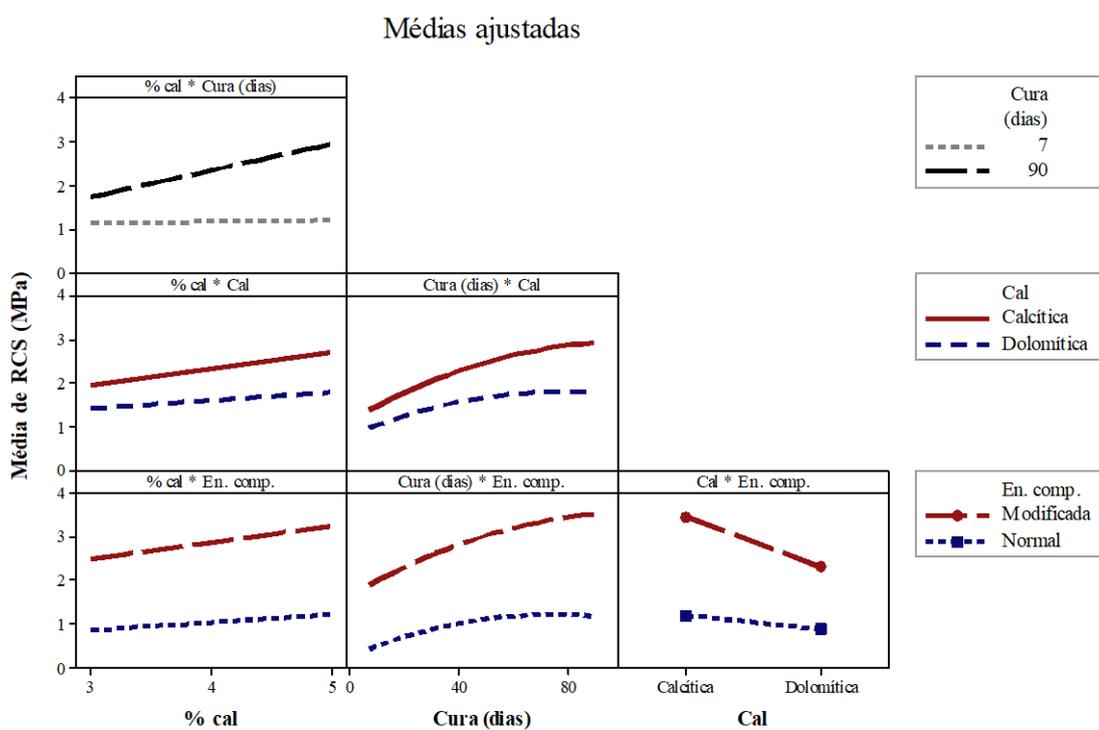
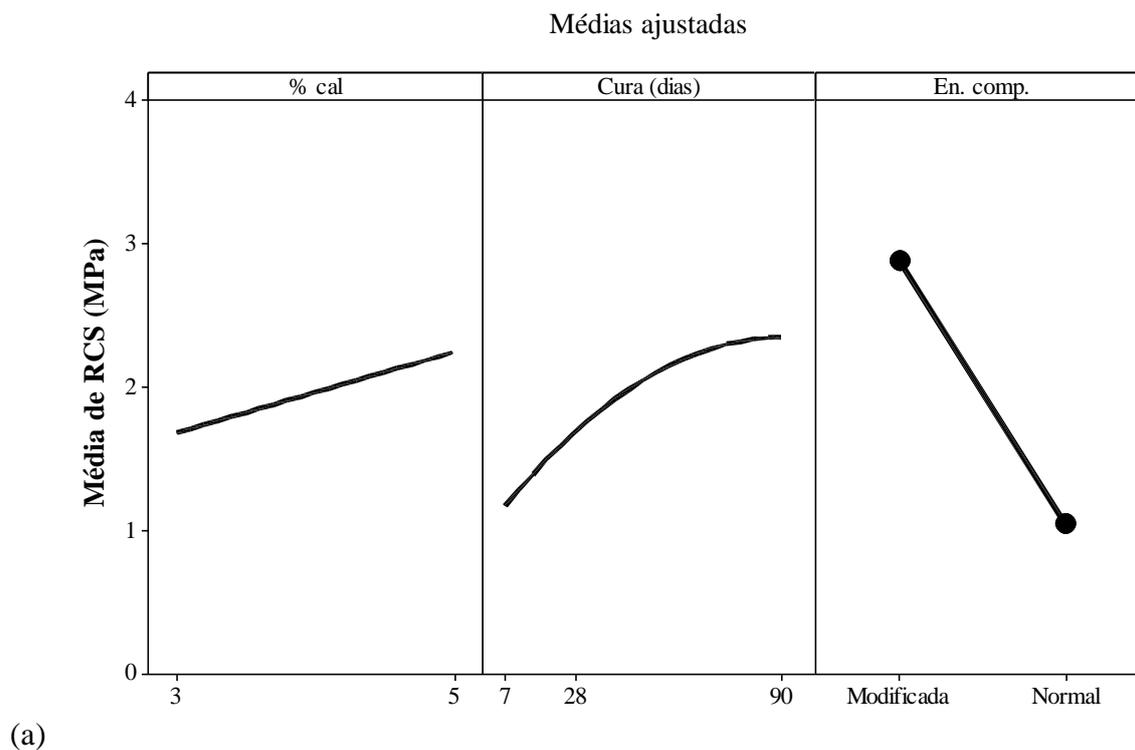


(a)

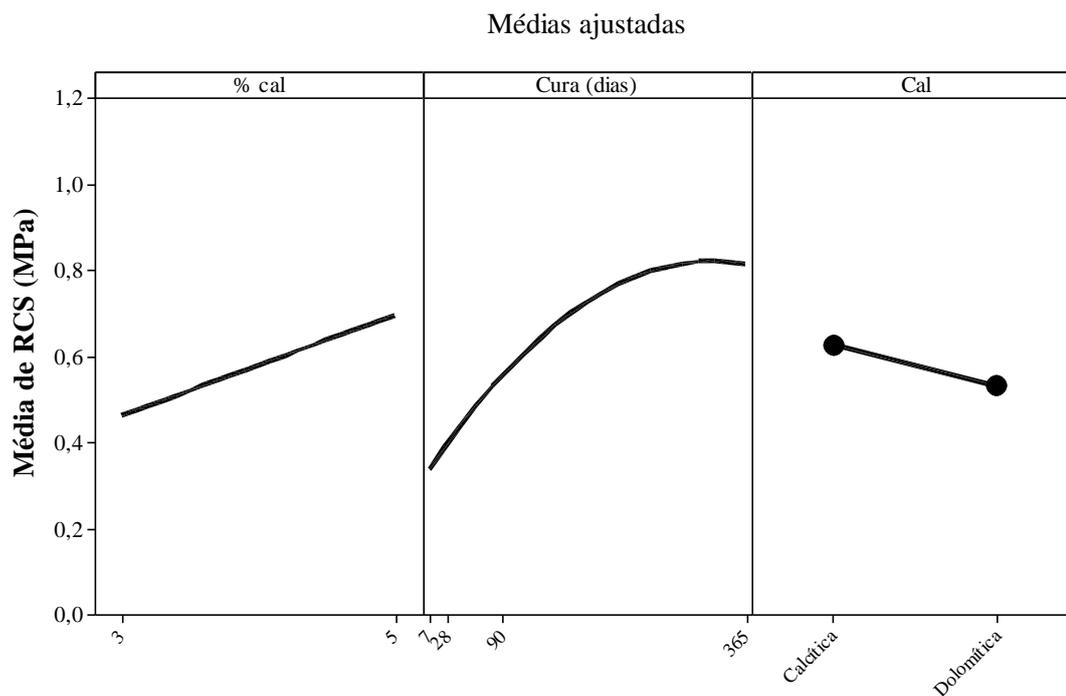


(b)

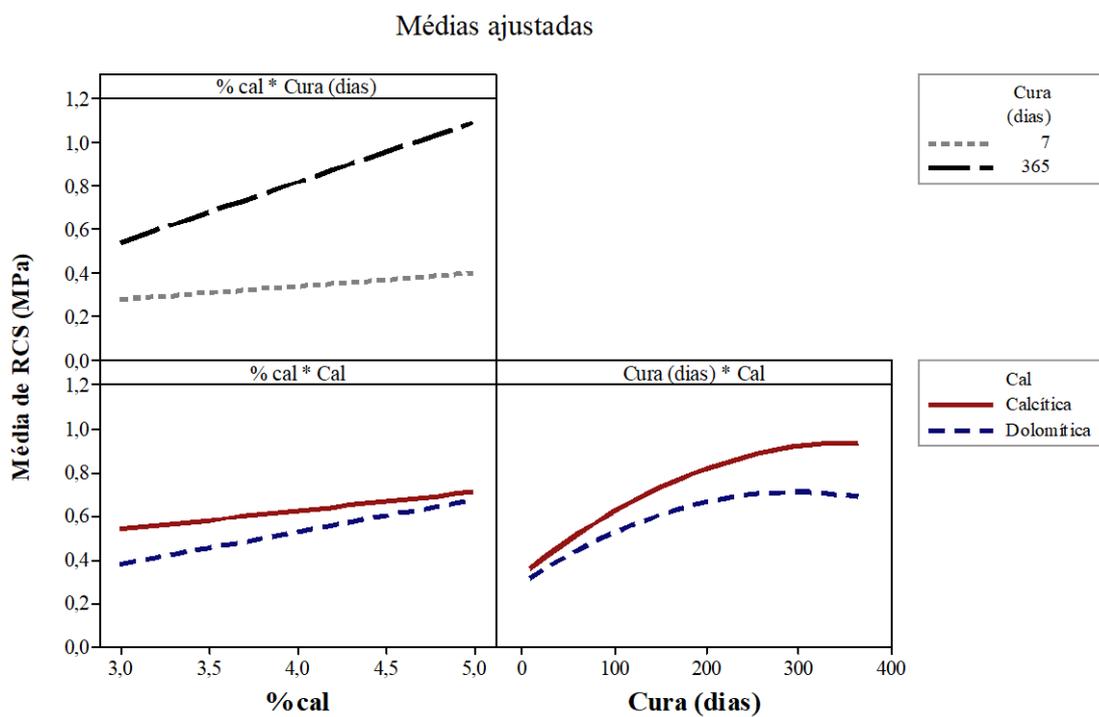
Figura B.4: Gráficos de contorno entre o teor de cal e o tempo de cura para as misturas de Argissolo compactadas na energia modificada com adição de cal calcítica (a) e cal dolomítica (b)



(b) Figura B.5: Gráficos das médias ajustadas de resistência à compressão simples das misturas de Argissolo e cal compactadas nas energias normal e modificada – efeitos principais (a) e interações (b)

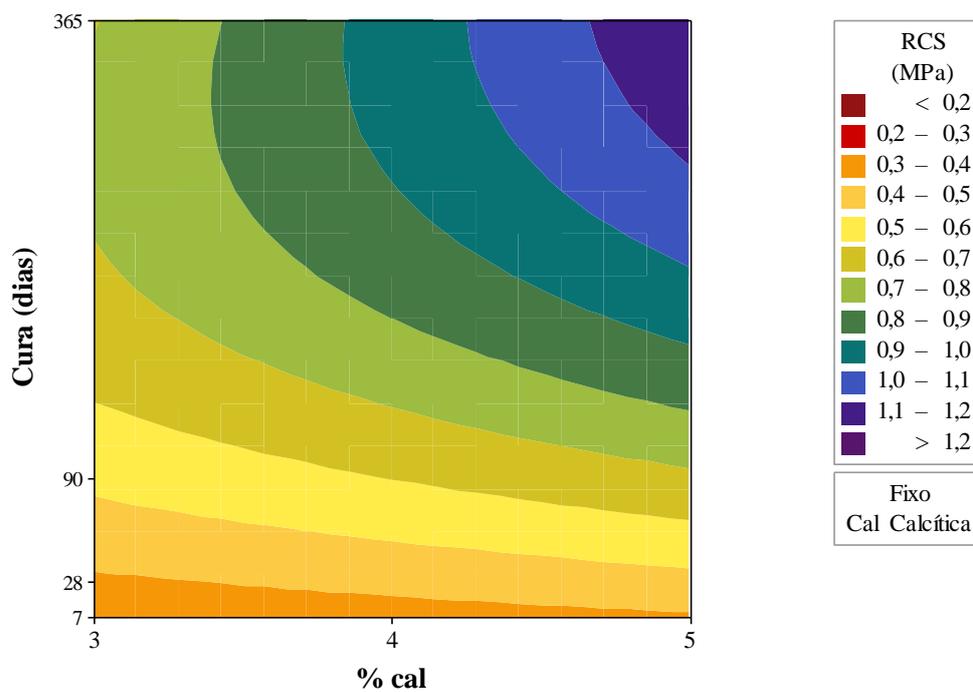


(a)

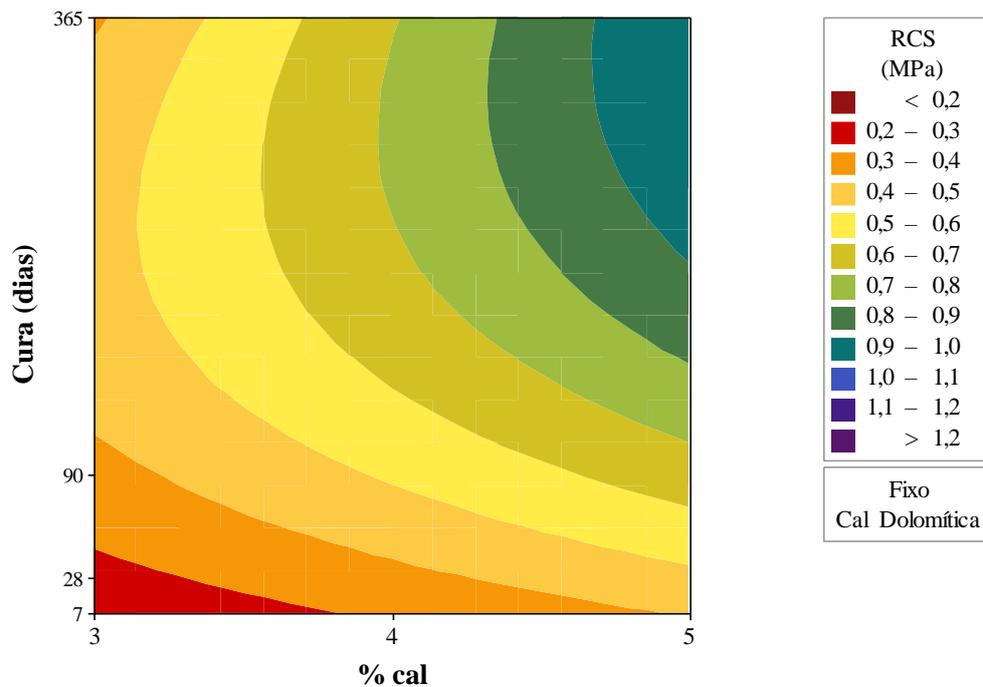


(b)

Figura B.6: Gráficos das médias ajustadas de resistência à compressão simples das misturas de Luvissole e cal compactadas na energia normal – efeitos principais (a) e interações (b)



(a)



(b)

Figura B.7: Gráficos de contorno entre o teor de cal e o tempo de cura para as misturas de Luvissole compactadas na energia normal com adição de cal calcítica (a) e cal dolomítica (b)

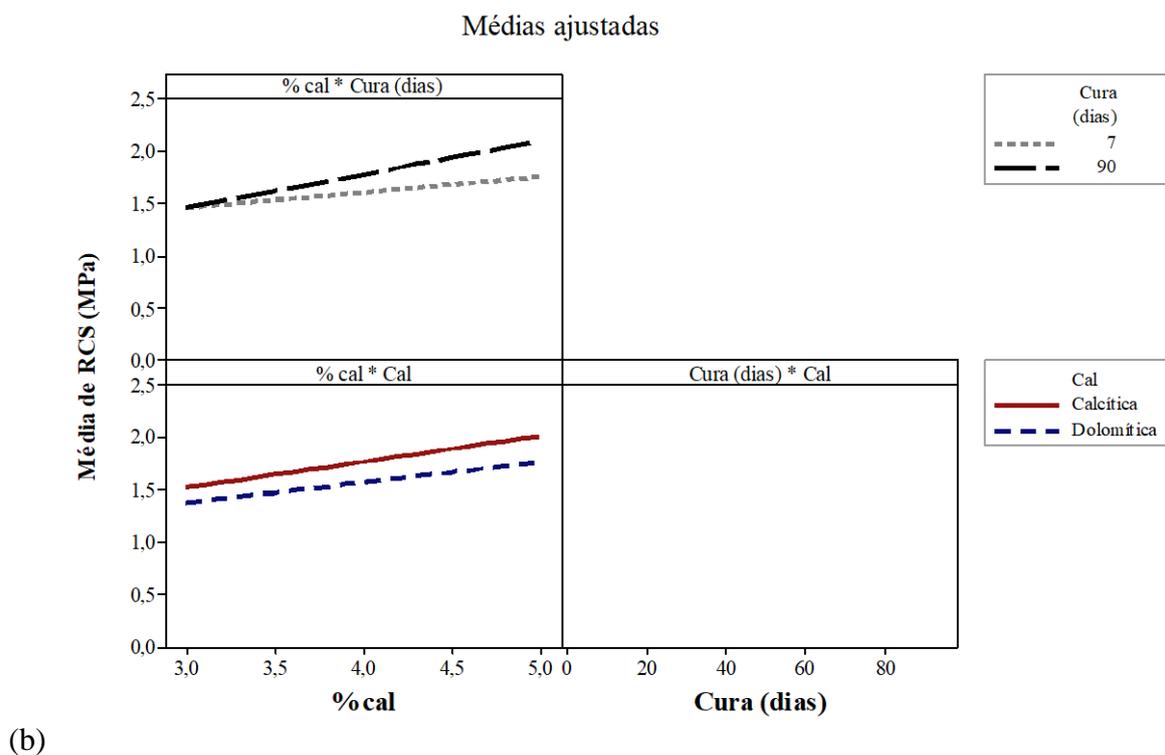
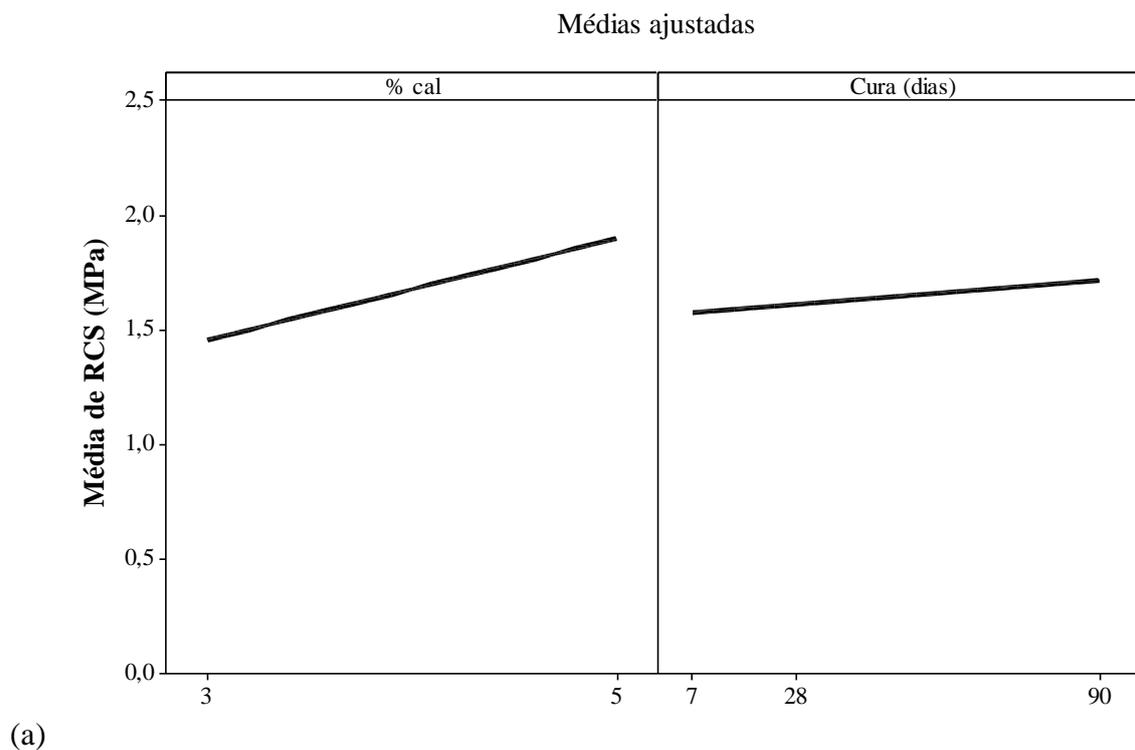
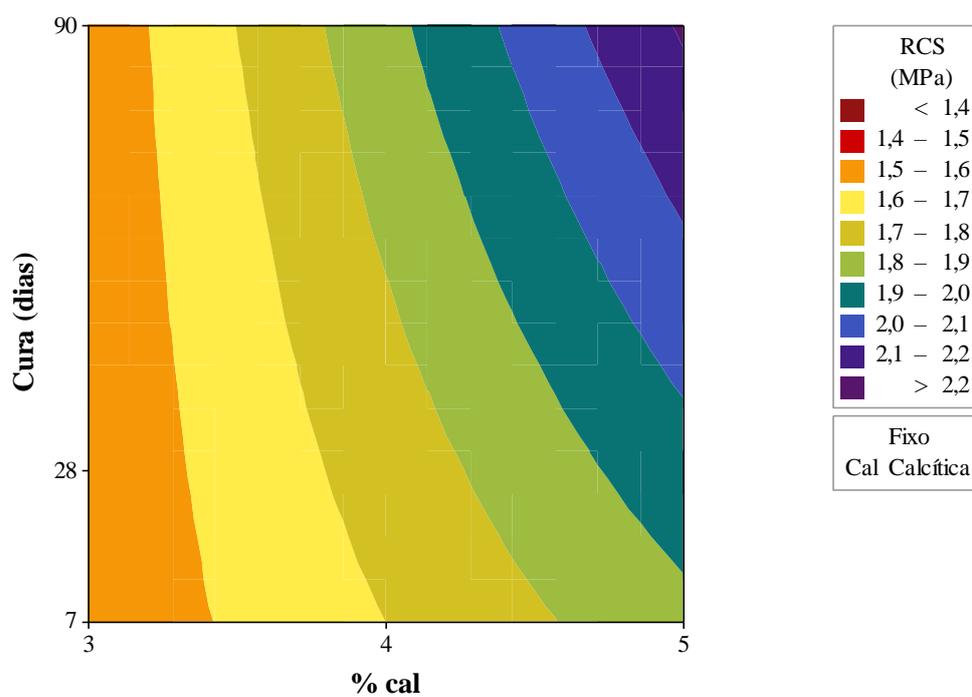
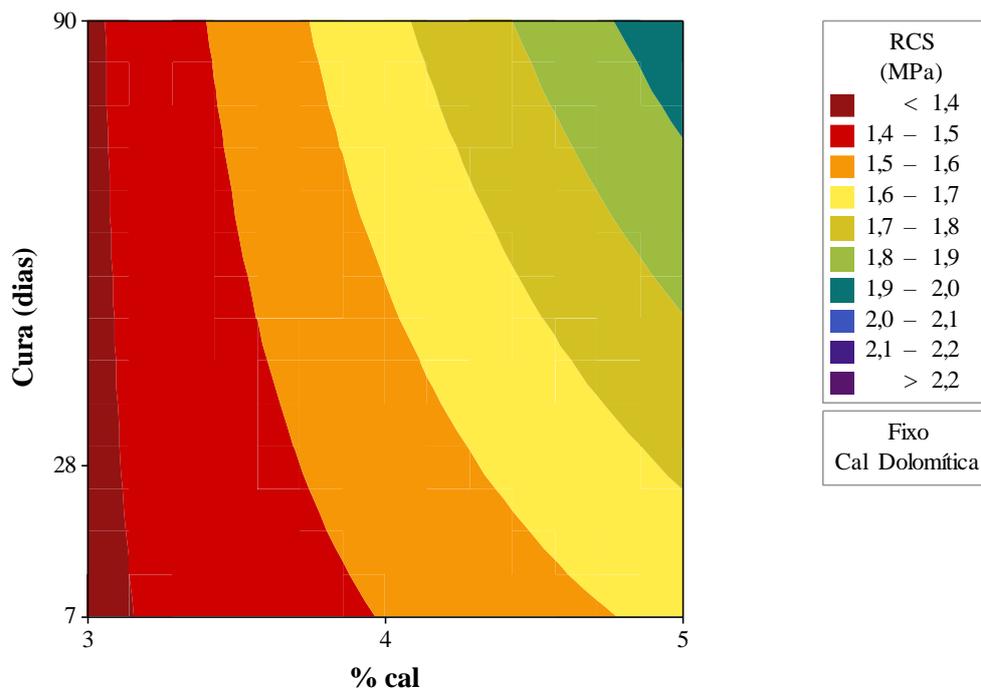


Figura B.8: Gráficos das médias ajustadas de resistência à compressão simples das misturas de Latossolo e cal compactadas na energia modificada – efeitos principais (a) e interações (b)



(a)



(b)

Figura B.9: Gráficos de contorno entre o teor de cal e o tempo de cura para as misturas de Latossolo compactadas na energia modificada com adição de cal calcítica (a) e cal dolomítica (b)

## **APÊNDICE C**

Gráficos gerados nas análise de resistência à tração por compressão diametral  
das misturas solo-cal

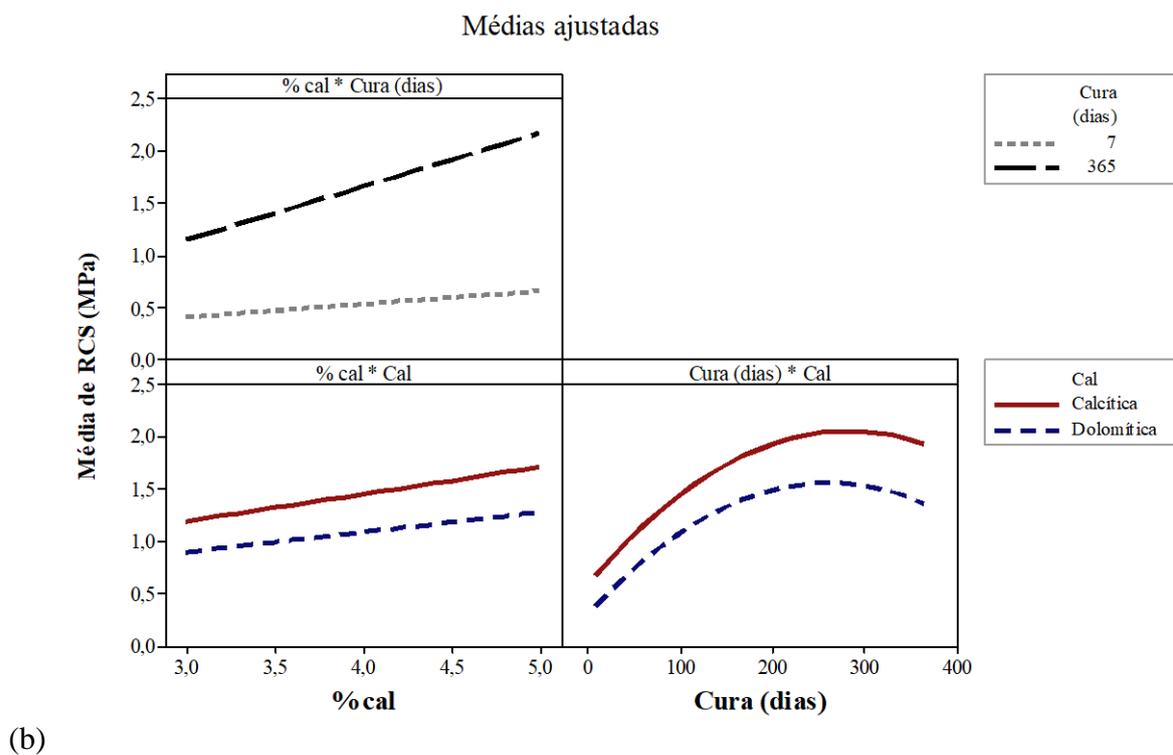
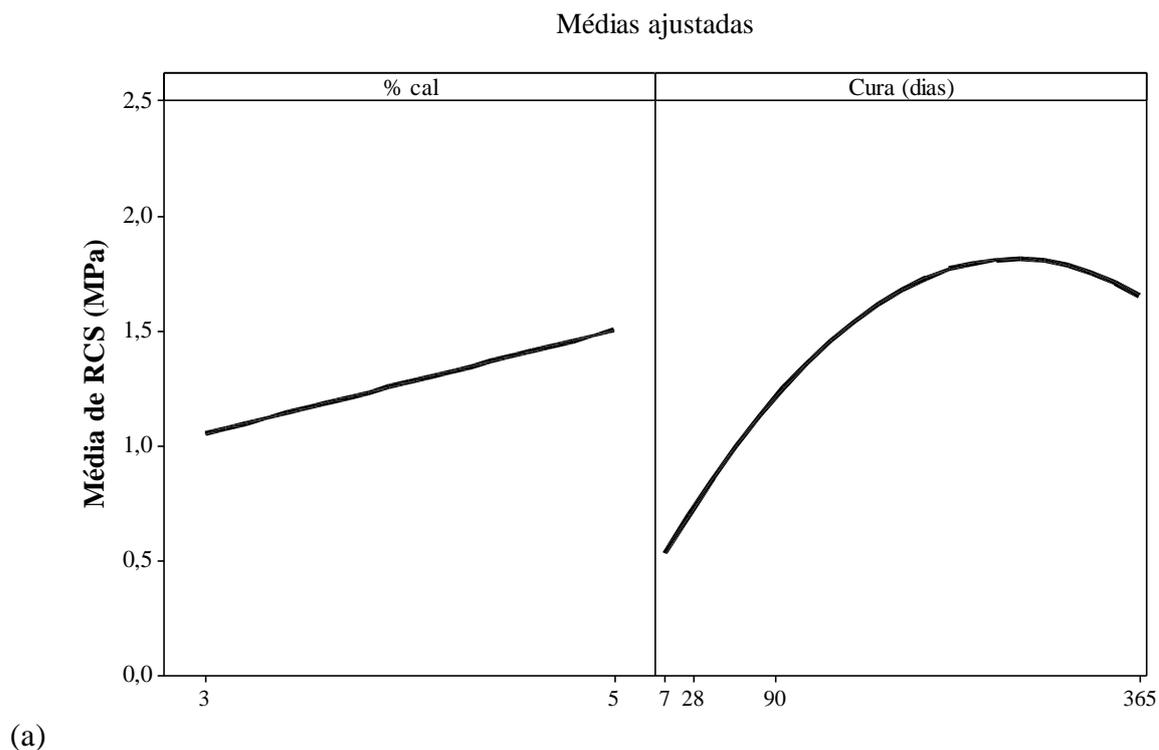
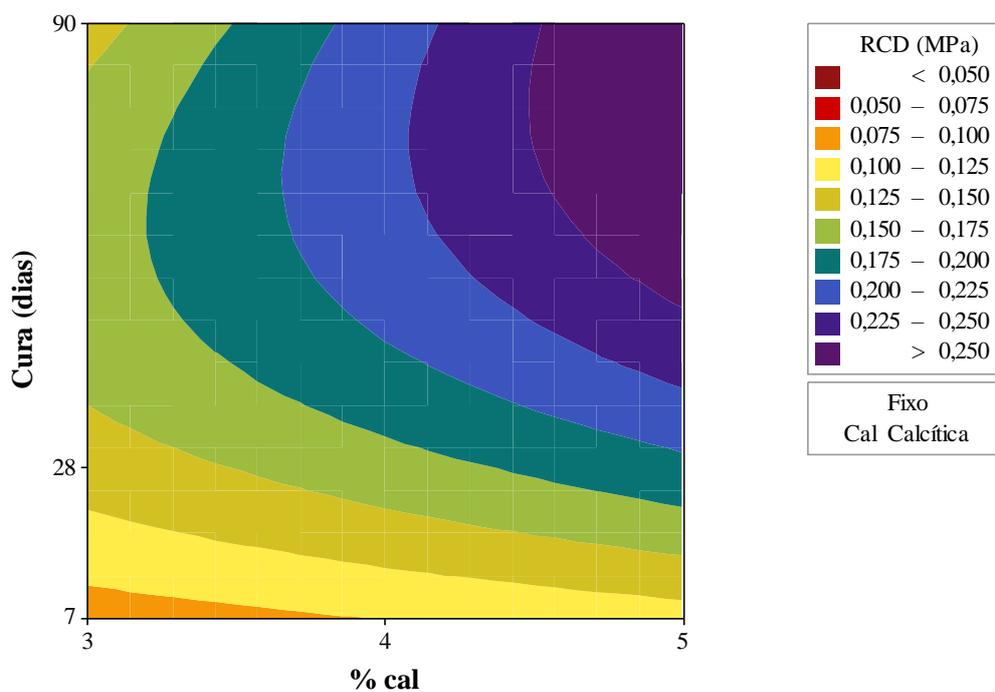
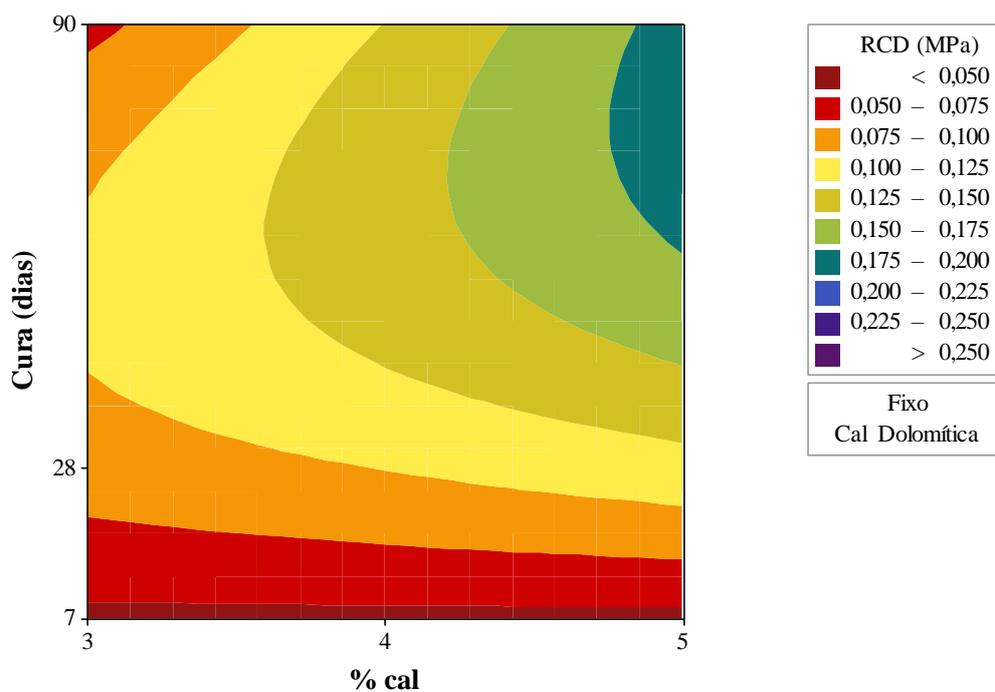


Figura C.1: Gráficos das médias ajustadas de resistência à tração por compressão diametral das misturas de Argissolo e cal compactadas na energia normal – efeitos principais (a) e interações (b)

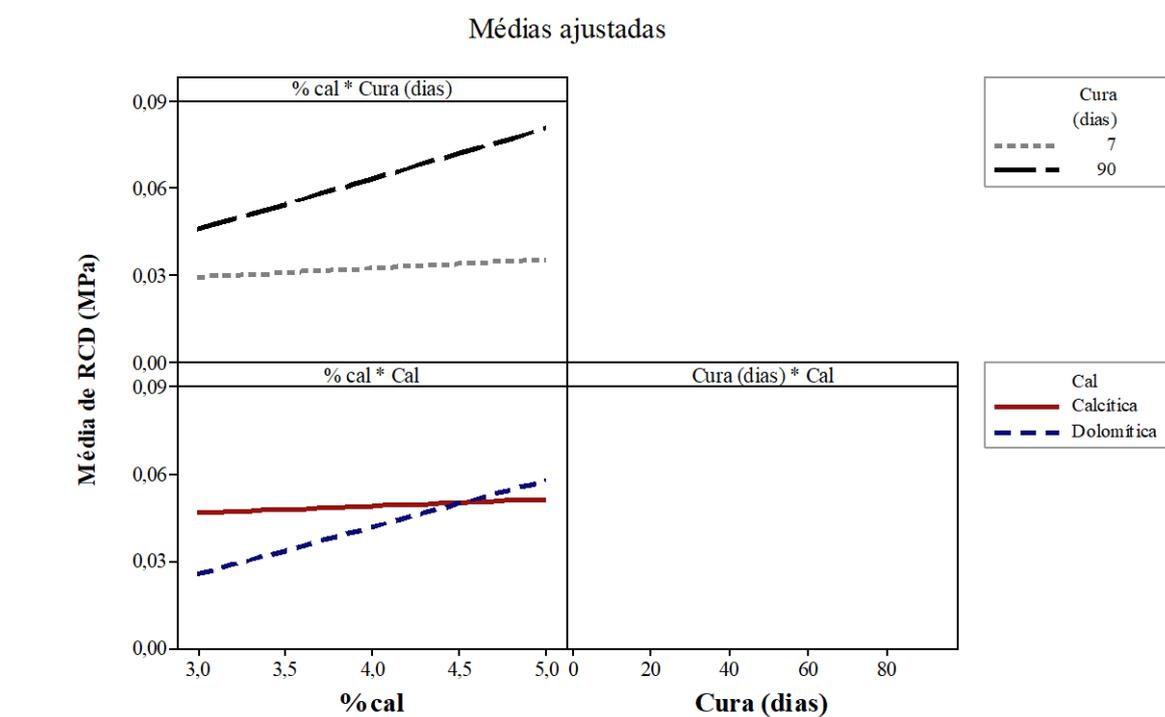
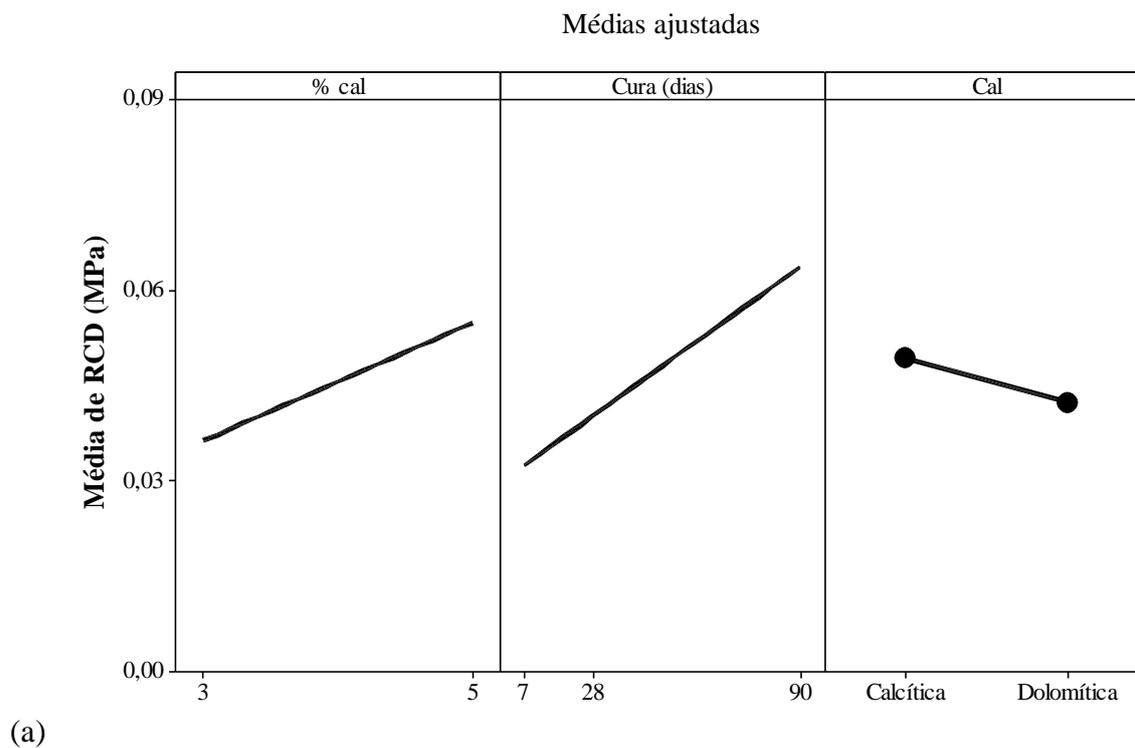


(a)

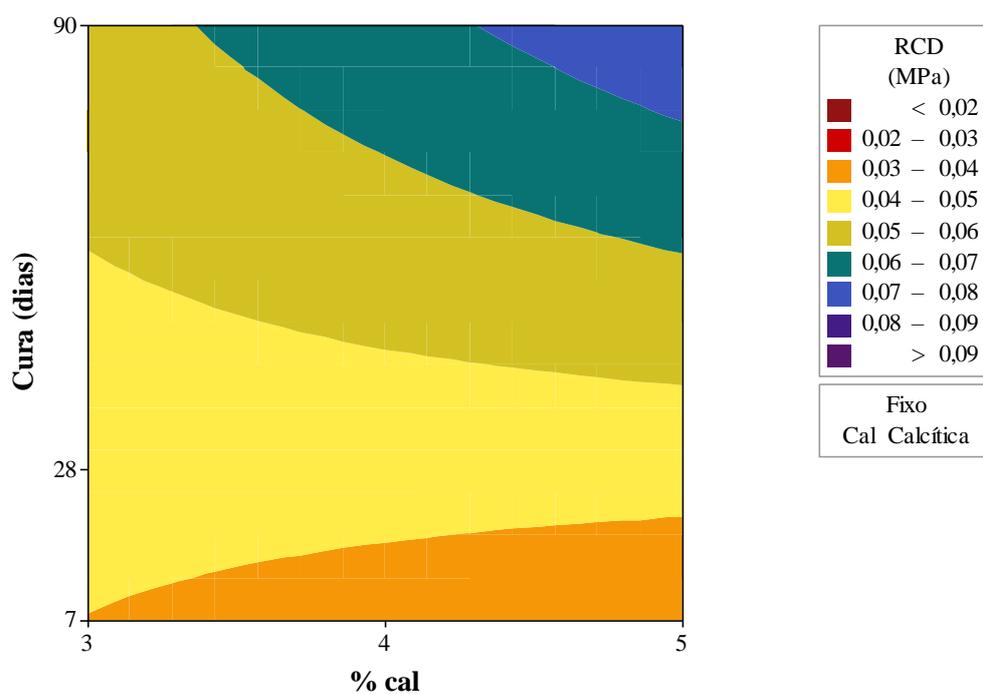


(b)

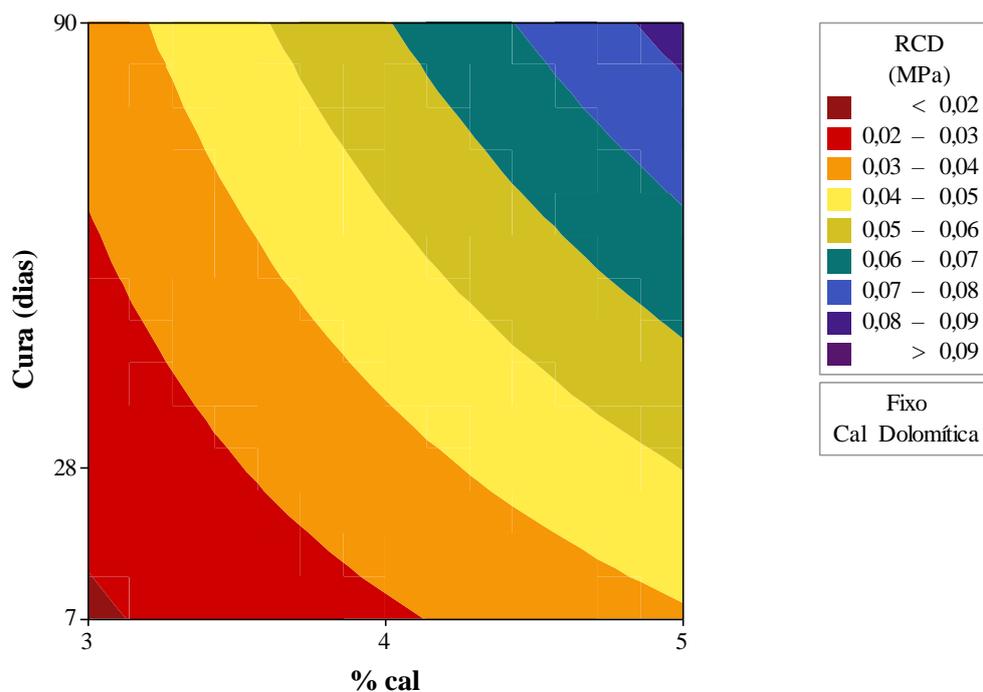
Figura C.2: Gráficos de contorno entre o teor de cal e o tempo de cura para as misturas de Argissolo compactadas na energia normal com adição de cal calcífica (a) e cal dolomítica (b)



(b) Figura C.3: Gráficos das médias ajustadas de resistência à tração por compressão diametral das misturas de Luvissole e cal compactadas na energia normal – efeitos principais (a) e interações (b)



)



(b)

Figura C.4: Gráficos de contorno entre o teor de cal e o tempo de cura para as misturas de Luvissole compactadas na energia normal com adição de cal calcítica (a) e cal dolomítica (b)

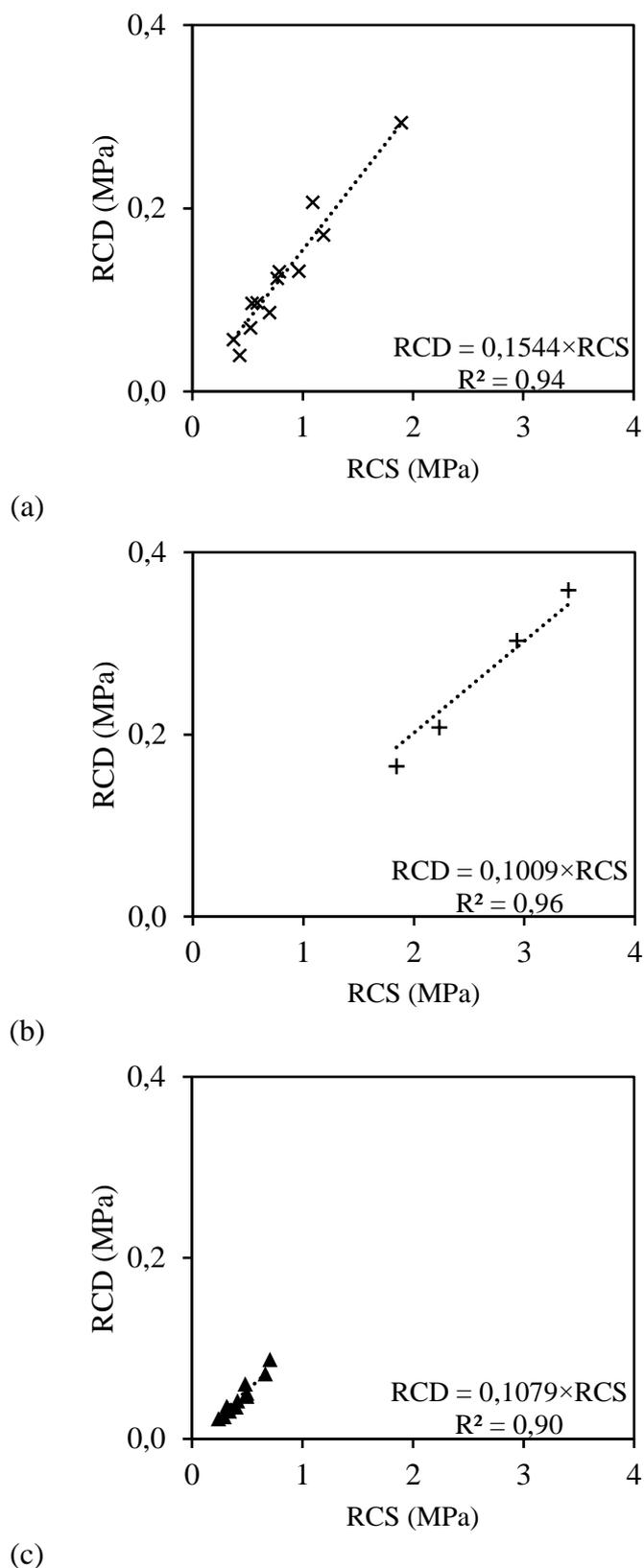


Figura C.5: Gráficos das relações entre RCD e RCS obtidas para Argissolo e cal nas energias normal (a) e modificada (b) e para Luvissolo e cal na energia normal (c)

## **APÊNDICE D**

Representação gráfica dos resultados obtidos no ensaio triaxial de cargas repetidas para o Argissolo tratado com 5% de cal calcítica

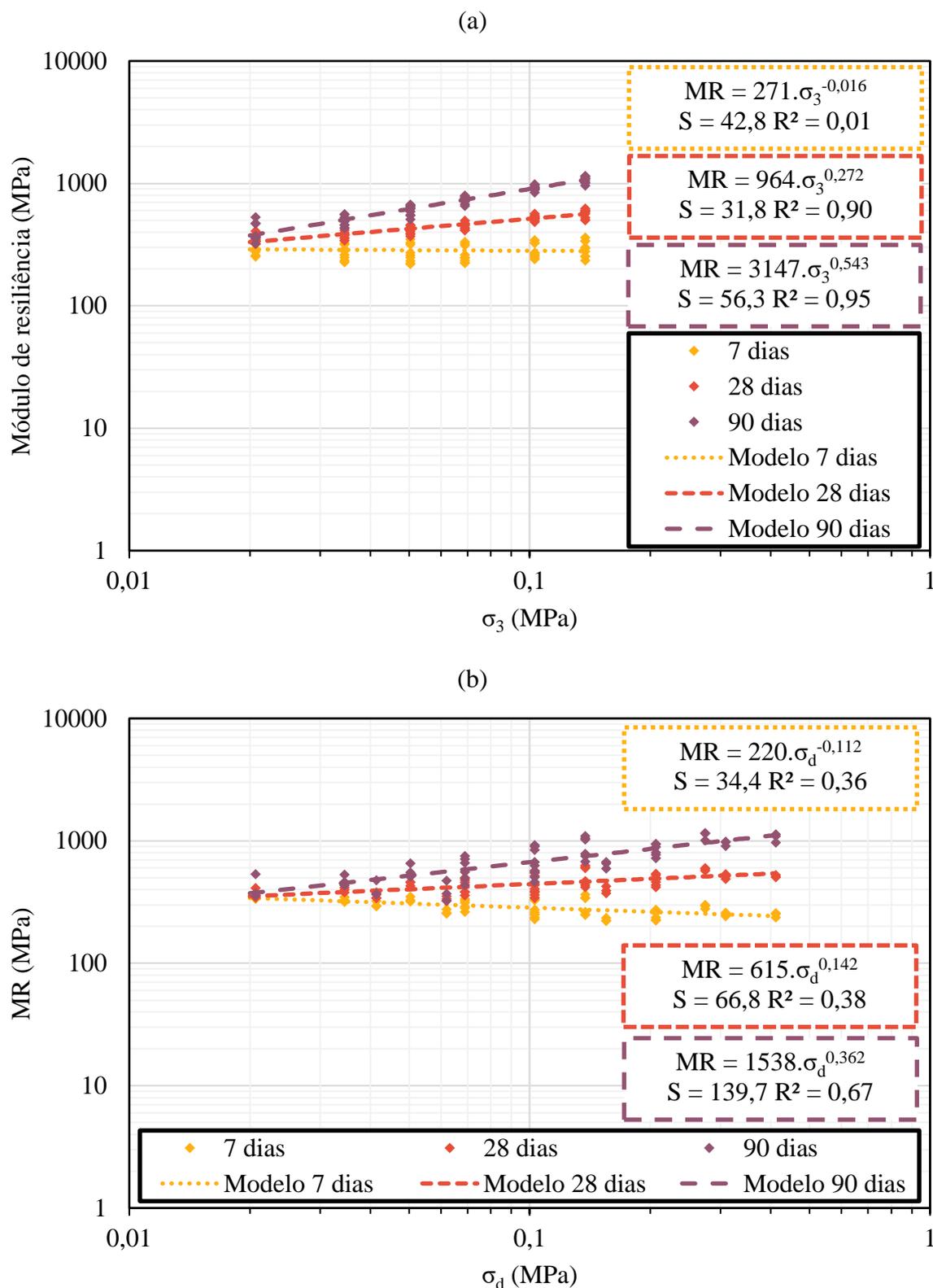


Figura D.13: Comportamento resiliente das amostras de Argissolo e 5% de cal calcítica compactadas na energia normal: modelos baseados na tensão confinante (a) e na tensão desvio (b)

## **APÊNDICE E**

Resultados obtidos nas análises mecánísticas de pavimentos com camadas de solo-cal

Tabela E.1: Resultados das análises mecânicas da estrutura A com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia normal e subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico		N <sub>AASHTO</sub>
		ES*	DP**	
		$\sigma_v$ (MPa)	$\varepsilon_v$ (microstrain)	
BGS	20	-	535	1,0E+06
	30	-	432	1,0E+06
	40	-	314	1,0E+06
PVA-EN-3CD	20	0,23	-	1,6E+05
	30	0,24	-	1,2E+05
	40	0,24	-	1,1E+05
PVA-EN-5CD	20	0,26	-	8,1E+05
	30	0,27	-	6,6E+05
	40	0,27	-	6,0E+05
PVA-EN-3CC	20	0,26	-	8,7E+05
	30	0,27	-	7,1E+05
	40	0,27	-	6,5E+05
PVA-EN-5CC	20	0,28	-	2,9E+06
	30	0,29	-	2,5E+06
	40	0,29	-	2,4E+06

\* Esmagamento avançado da sub-base cimentada

\*\* Deformação permanente do subleito

Tabela E.2: Resultados das análises mecânicas da estrutura A com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia modificada e subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico			N <sub>AASHTO</sub>
		ES* $\sigma_v$ (MPa)	FS** $\epsilon$ (microstrain)	DP*** $\epsilon_v$ (microstrain)	
BGS	20	-	-	535	1,0E+06
	30	-	-	432	1,0E+06
	40	-	-	314	1,0E+06
PVA-EM-3CD	20	-	114	-	4,2E+06
	30	-	71	-	1,3E+07
	40	0,29	-	-	1,3E+07
PVA-EM-5CD	20	-	95	-	4,9E+06
	30	-	58	-	1,4E+07
	40	0,29	-	-	2,0E+07
PVA-EM-3CC	20	-	82	-	5,8E+06
	30	-	49	-	1,5E+07
	40	0,30	-	-	2,0E+07
PVA-EM-5CC	20	-	71	-	6,6E+06
	30	-	42	-	1,7E+07
	40	-	27	-	3,7E+07

\* Esmagamento avançado da sub-base cimentada

\*\* Fadiga da sub-base cimentada

\*\*\* Deformação permanente do subleito

Tabela E.3: Resultados das análises mecânicas da estrutura A com sub-base em Luvissole com cal compactada na energia normal e subleito em Luvissole natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico		N <sub>AASHTO</sub>
		ES*	DP**	
		$\sigma_v$ (MPa)	$\varepsilon_v$ (microstrain)	
BGS	20	-	469	1,0E+06
	30	-	337	1,0E+06
	40	-	247	1,0E+06
TX-EN-3CD	20	0,22	-	9,4E+02
	30	0,23	-	7,5E+02
	40	0,23	-	6,8E+02
TX-EN-5CD	20	0,24	-	7,5E+04
	30	0,25	-	6,0E+04
	40	0,25	-	5,5E+04
TX-EN-3CC	20	0,25	-	1,2E+04
	30	0,25	-	9,3E+03
	40	0,26	-	8,2E+03
TX-EN-5CC	20	0,25	-	5,2E+04
	30	0,26	-	4,0E+04
	40	0,27	-	3,6E+04

\* Esmagamento avançado da sub-base cimentada

\*\* Deformação permanente do subleito

Tabela E.4: Resultados das análises mecânicas da estrutura A com sub-base em Latossolo com cal compactada na energia modificada e subleito em Latossolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico			N <sub>AASHTO</sub>
		ES* $\sigma_v$ (MPa)	FS** $\epsilon$ (microstrain)	DP*** $\epsilon_v$ (microstrain)	
BGS	20	-	-	781	2,8E+04
	30	-	-	538	1,0E+06
	40	-	-	384	1,0E+06
LV-EM-3CD	20	-	196	-	2,1E+06
	30	-	124	-	7,9E+06
	40	0,26	-	-	7,6E+06
LV-EM-5CD	20	-	182	-	1,5E+06
	30	-	115	-	6,4E+06
	40	0,27	-	-	1,1E+07
LV-EM-3CC	20	-	175	-	1,6E+06
	30	0,26	-	-	6,7E+06
	40	0,27	-	-	6,3E+06
LV-EM-5CC	20	-	147	-	2,8E+06
	30	-	93	-	9,5E+06
	40	0,28	-	-	2,0E+07

\* Esmagamento avançado da sub-base cimentada

\*\* Fadiga da sub-base cimentada

\*\*\* Deformação permanente do subleito

Tabela E.5: Resultados das análises mecânicas da estrutura B com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas na energia modificada e subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico			N <sub>AASHTO</sub>
		EB* $\sigma_v$ (MPa)	FS** $\epsilon$ (microstrain)	DP*** $\epsilon_v$ (microstrain)	
BGS	35	-	-	613	3,2E+05
	45	-	-	429	1,0E+06
	55	-	-	300	1,0E+06
PVA-EM-3CD	35	0,56	-	-	1,3E+06
	45	0,56	-	-	1,3E+06
	55	0,56	-	-	1,3E+06
PVA-EM-5CD	35	0,56	-	-	3,1E+06
	45	0,56	-	-	3,0E+06
	55	0,56	-	-	3,0E+06
PVA-EM-3CC	35	-	55	-	7,6E+06
	45	0,56	-	-	7,8E+06
	55	0,56	-	-	7,8E+06
PVA-EM-5CC	35	-	45	-	8,5E+06
	45	0,56	-	-	1,2E+07
	55	0,56	-	-	1,2E+07

\* Esmagamento avançado da base cimentada

\*\* Fadiga da sub-base cimentada

\*\*\* Deformação permanente do subleito

Tabela E.6: Resultados das análises mecânicas da estrutura B com base e sub-base em Latossolo com cal compactadas na energia modificada e subleito em Latossolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico		
		EB* $\sigma_v$ (MPa)	DP** $\epsilon_v$ (microstrain)	$N_{AASHTO}$
BGS	35	-	682	1,1E+05
	45	-	534	1,0E+06
	55	-	366	1,0E+06
LV-EM-3CD	35	0,56	-	2,5E+05
	45	0,56	-	2,5E+05
	55	0,56	-	2,5E+05
LV-EM-5CD	35	0,56	-	6,3E+05
	45	0,56	-	6,3E+05
	55	0,56	-	6,3E+05
LV-EM-3CC	35	0,56	-	2,1E+05
	45	0,56	-	2,1E+05
	55	0,56	-	2,0E+05
LV-EM-5CC	35	0,56	-	2,7E+06
	45	0,56	-	2,7E+06
	55	0,56	-	2,7E+06

\* Esmagamento avançado da base cimentada

\*\* Deformação permanente do subleito

Tabela E.7: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia normal sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico	
			FR*	NAASHTO $\epsilon_t$ (microstrain)
BGS	20	244	324	9,0E+04
	30	227	346	6,4E+04
	40	220	357	5,5E+04
PVA-EN-3CD	20	313	234	4,7E+05
	30	324	228	5,4E+05
	40	328	227	5,5E+05
PVA-EN-5CD	20	341	209	8,5E+05
	30	353	205	9,3E+05
	40	357	206	9,1E+05
PVA-EN-3CC	20	344	206	9,1E+05
	30	356	203	9,8E+05
	40	360	204	9,6E+05
PVA-EN-5CC	20	360	196	1,2E+06
	30	371	195	1,2E+06
	40	374	197	1,1E+06

\* Fadiga do revestimento asfáltico

Tabela E.8: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico	
			FR*	NAASHTO $\epsilon_t$ (microstrain)
BGS	20	244	324	9,0E+04
	30	227	346	6,4E+04
	40	220	357	5,5E+04
PVA-EM-3CD	20	356	198	1,1E+06
	30	367	197	1,1E+06
	40	371	199	1,1E+06
PVA-EM-5CD	20	363	194	1,2E+06
	30	374	194	1,2E+06
	40	377	196	1,2E+06
PVA-EM-3CC	20	368	192	1,3E+06
	30	377	193	1,3E+06
	40	380	196	1,2E+06
PVA-EM-5CC	20	372	190	1,4E+06
	30	381	192	1,3E+06
	40	383	196	1,2E+06

\* Fadiga do revestimento asfáltico

Tabela E.9: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia normal sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico	
			FR*	NAASHTO $\epsilon_t$ (microstrain)
BGS	20	124	286	2,3E+05
	30	119	215	2,0E+05
	40	113	165	1,8E+05
PVA-EN-3CD	20	197	200	9,7E+05
	30	210	191	1,2E+06
	40	216	186	1,4E+06
PVA-EN-5CD	20	222	181	1,6E+06
	30	238	171	2,0E+06
	40	246	167	2,3E+06
PVA-EN-3CC	20	225	180	1,6E+06
	30	241	170	2,1E+06
	40	249	166	2,3E+06
PVA-EN-5CC	20	242	169	2,2E+06
	30	259	160	2,8E+06
	40	267	156	3,1E+06

\* Fadiga do revestimento asfáltico

Tabela E.10: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico	
			FR*	NAASHTO $\epsilon_t$ (microstrain)
BGS	20	124	286	2,3E+05
	30	119	215	2,0E+05
	40	113	165	1,8E+05
PVA-EM-3CD	20	237	172	2,0E+06
	30	255	162	2,6E+06
	40	263	159	2,9E+06
PVA-EM-5CD	20	246	166	2,3E+06
	30	263	158	3,0E+06
	40	271	155	3,2E+06
PVA-EM-3CC	20	252	163	2,6E+06
	30	269	155	3,2E+06
	40	276	153	3,4E+06
PVA-EM-5CC	20	257	160	2,8E+06
	30	273	153	3,4E+06
	40	280	151	3,7E+06

\* Fadiga do revestimento asfáltico

Tabela E.11: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia normal sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico		
			FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	FS** $\epsilon$ (microstrain)	NAASHTO
BGS	20	78	176	-	2,9E+06
	30	72	181	-	2,5E+06
	40	68	187	-	2,2E+06
PVA-EN-3CD	20	117	142	-	8,0E+06
	30	125	135	-	1,0E+07
	40	131	132	-	1,1E+07
PVA-EN-5CD	20	129	-	50	7,6E+06
	30	141	125	-	1,5E+07
	40	149	121	-	1,7E+07
PVA-EN-3CC	20	130	-	49	7,6E+06
	30	143	124	-	1,5E+07
	40	151	120	-	1,8E+07
PVA-EN-5CC	20	139	-	39	8,2E+06
	30	155	-	31	1,7E+07
	40	163	114	-	2,3E+07

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Fadiga da sub-base cimentada

Tabela E.12: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Argissolo com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico		
			FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	FS** $\epsilon$ (microstrain)	NAASHTO
BGS	20	78	176	-	2,9E+06
	30	72	181	-	2,5E+06
	40	68	187	-	2,2E+06
PVA-EM-3CD	20	137	-	42	8,6E+06
	30	151	120	-	1,8E+07
	40	160	115	-	2,2E+07
PVA-EM-5CD	20	142	-	37	8,9E+06
	30	157	-	28	1,9E+07
	40	166	112	-	2,5E+07
PVA-EM-3CC	20	146	-	33	9,4E+06
	30	161	-	25	2,0E+07
	40	169	111	-	2,5E+07
PVA-EM-5CC	20	149	-	30	9,8E+06
	30	165	-	22	2,0E+07
	40	172	109	-	2,8E+07

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Fadiga da sub-base cimentada

Tabela E.13: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Luvissole com cal compactada na energia normal sobre subleito em Luvissole natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico		
			FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	ES** $\sigma_v$ (MPa)	N <sub>AASHTO</sub>
BGS	20	242	325	-	8,8E+04
	30	230	341	-	6,9E+04
	40	221	355	-	5,6E+04
TX-EN-3CD	20	297	-	0,15	5,0E+04
	30	303	-	0,15	4,1E+04
	40	305	-	0,15	3,8E+04
TX-EN-5CD	20	324	228	-	5,4E+05
	30	332	224	-	5,9E+05
	40	336	223	-	6,1E+05
TX-EN-3CC	20	328	-	0,16	2,8E+05
	30	337	-	0,17	2,1E+05
	40	340	-	0,17	1,9E+05
TX-EN-5CC	20	337	217	-	7,0E+05
	30	346	-	0,18	5,7E+05
	40	350	-	0,18	5,0E+05

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Esmagamento avançado da sub-base cimentada

Tabela E.14: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Luvissole com cal compactada na energia normal sobre subleito em Luvissole natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico	
			FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	N <sub>AASHTO</sub>
BGS	20	135	259	2,9E+05
	30	125	270	2,3E+05
	40	117	280	2,0E+05
TX-EN-3CD	20	188	208	8,1E+05
	30	194	203	9,0E+05
	40	196	201	9,5E+05
TX-EN-5CD	20	210	191	1,2E+06
	30	220	184	1,4E+06
	40	225	181	1,6E+06
TX-EN-3CC	20	213	189	1,3E+06
	30	224	182	1,5E+06
	40	231	178	1,7E+06
TX-EN-5CC	20	221	183	1,5E+06
	30	234	175	1,8E+06
	40	240	172	2,0E+06

\* Fadiga do revestimento asfáltico

Tabela E.15: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Luvissole com cal compactada na energia normal sobre subleito em Luvissole natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico		
			FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	FS** $\epsilon$ (microstrain)	N <sub>AASHTO</sub>
BGS	20	83	170	-	3,4E+06
	30	76	177	-	2,8E+06
	40	70	184	-	2,3E+06
TX-EN-3CD	20	107	-	67	5,8E+06
	30	114	144	-	7,5E+06
	40	118	141	-	8,2E+06
TX-EN-5CD	20	117	-	62	5,5E+06
	30	128	134	-	1,0E+07
	40	134	130	-	1,2E+07
TX-EN-3CC	20	119	-	60	6,9E+06
	30	130	132	-	1,1E+07
	40	136	128	-	1,3E+07
TX-EN-5CC	20	123	-	56	8,5E+06
	30	136	129	-	1,3E+07
	40	143	124	-	1,5E+07

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Fadiga da sub-base cimentada

Tabela E.16: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Latossolo com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico	
			FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	N <sub>AASHTO</sub>
BGS	20	227	346	6,4E+04
	30	231	342	6,8E+04
	40	225	352	5,9E+04
LV-EM-3CD	20	328	215	7,3E+05
	30	341	210	8,3E+05
	40	347	210	8,3E+05
LV-EM-5CD	20	333	211	8,1E+05
	30	347	206	9,1E+05
	40	352	207	8,9E+05
LV-EM-3CC	20	336	208	8,7E+05
	30	350	204	9,6E+05
	40	355	205	9,3E+05
LV-EM-5CC	20	347	200	1,1E+06
	30	360	198	1,1E+06
	40	365	199	1,1E+06

\* Fadiga do revestimento asfáltico

Tabela E.17: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Latossolo com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico	
			FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	N <sub>AASHTO</sub>
BGS	20	114	284	1,8E+05
	30	112	286	1,8E+05
	40	109	292	1,6E+05
LV-EM-3CD	20	207	191	1,2E+06
	30	225	179	1,6E+06
	40	233	174	1,9E+06
LV-EM-5CD	20	212	188	1,3E+06
	30	231	176	1,8E+06
	40	239	171	2,0E+06
LV-EM-3CC	20	215	186	1,4E+06
	30	233	174	1,9E+06
	40	242	169	2,2E+06
LV-EM-5CC	20	225	178	1,7E+06
	30	245	167	2,3E+06
	40	254	163	2,6E+06

\* Fadiga do revestimento asfáltico

Tabela E.18: Resultados das análises mecânicas da estrutura C e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com sub-base em Latossolo com cal compactada na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Espessura da sub-base (cm)	Módulo de resiliência da base (MPa)	Mecanismo de degradação crítico		
			FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	FS** $\epsilon$ (microstrain)	N <sub>AASHTO</sub>
BGS	20	73	181	-	2,5E+06
	30	69	185	-	2,3E+06
	40	66	190	-	2,0E+06
LV-EM-3CD	20	119	-	63	7,3E+06
	30	132	131	-	1,2E+07
	40	140	126	-	1,4E+07
LV-EM-5CD	20	121	-	60	6,4E+06
	30	135	129	-	1,3E+07
	40	143	124	-	1,5E+07
LV-EM-3CC	20	123	-	59	6,5E+06
	30	137	128	-	1,3E+07
	40	145	123	-	1,6E+07
LV-EM-5CC	20	128	-	53	7,5E+06
	30	144	124	-	1,5E+07
	40	153	119	-	1,8E+07

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Fadiga da sub-base cimentada

Tabela E.19: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas na energia normal sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico		
		FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	EB** $\sigma_v$ (MPa)	N <sub>AASHTO</sub>
BGS	40	267	-	2,4E+05
	50	293	-	1,5E+05
	60	318	-	9,9E+04
PVA-EN-3CD	40	-	0,43	4,2E+02
	50	-	0,43	4,0E+02
	60	-	0,43	4,0E+02
PVA-EN-5CD	40	-	0,48	8,7E+03
	50	-	0,48	8,5E+03
	60	-	0,48	8,4E+03
PVA-EN-3CC	40	-	0,48	1,0E+04
	50	-	0,48	1,0E+04
	60	-	0,48	1,0E+04
PVA-EN-5CC	40	-	0,51	1,0E+05
	50	-	0,51	1,0E+05
	60	-	0,51	1,0E+05

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Esmagamento avançado da base cimentada

Tabela E.20: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico				NAASHTO
		FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	EB** $\sigma_v$ (MPa)	FB*** $\epsilon$ (microstrain)	FS**** $\epsilon$ (microstrain)	
BGS	40	267	-	-	-	2,4E+05
	50	293	-	-	-	1,5E+05
	60	318	-	-	-	9,9E+04
PVA-EM-3CD	40	-	0,50	-	-	2,1E+06
	50	-	0,50	-	-	2,1E+06
	60	-	0,50	-	-	2,1E+06
PVA-EM-5CD	40	-	0,51	-	-	4,2E+06
	50	-	0,51	-	-	4,2E+06
	60	-	0,51	-	-	4,2E+06
PVA-EM-3CC	40	-	-	-	39	8,9E+06
	50	-	0,52	-	-	9,5E+06
	60	-	0,52	-	-	9,5E+06
PVA-EM-5CC	40	-	-	-	33	9,5E+06
	50	-	-	6	-	1,2E+07
	60	-	0,52	-	-	1,4E+07

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Esmagamento avançado da base cimentada

\*\*\* Fadiga da base cimentada

\*\*\*\* Fadiga da sub-base cimentada

Tabela E.21: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas na energia normal sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico		NAASHTO
		FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	EB** $\sigma_v$ (MPa)	
BGS	40	274	-	2,2E+05
	50	282	-	1,9E+05
	60	291	-	1,6E+05
PVA-EN-3CD	40	-	0,20	4,7E+05
	50	-	0,20	4,5E+05
	60	-	0,20	4,3E+05
PVA-EN-5CD	40	-	0,25	9,1E+05
	50	-	0,25	8,6E+05
	60	-	0,25	8,4E+05
PVA-EN-3CC	40	-	0,26	9,1E+05
	50	-	0,26	8,6E+05
	60	-	0,26	8,4E+05
PVA-EN-5CC	40	-	0,30	2,0E+06
	50	-	0,31	1,9E+06
	60	-	0,31	1,8E+06

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Esmagamento avançado da base cimentada

Tabela E.22: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico				NAASHTO
		FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	EB** $\sigma_v$ (MPa)	FB*** $\epsilon$ (microstrain)	FS**** $\epsilon$ (microstrain)	
BGS	40	274	-	-	-	2,2E+05
	50	282	-	-	-	1,9E+05
	60	291	-	-	-	1,6E+05
PVA-EM-3CD	40	-	-	-	42	8,6E+06
	50	-	-	16	-	1,1E+07
	60	-	0,29	-	-	2,0E+07
PVA-EM-5CD	40	-	-	-	34	9,2E+06
	50	-	-	11	-	1,2E+07
	60	-	0,32	-	-	2,1E+07
PVA-EM-3CC	40	-	-	-	29	9,8E+06
	50	-	-	8	-	1,2E+07
	60	-	-	-	15	2,1E+07
PVA-EM-5CC	40	-	-	-	25	1,0E+07
	50	-	-	6	-	1,2E+07
	60	-	-	-	13	2,2E+07

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Esmagamento avançado da base cimentada

\*\*\* Fadiga da base cimentada

\*\*\*\* Fadiga da sub-base cimentada

Tabela E.23: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas na energia normal sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico				N <sub>AASHTO</sub>
		FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	EB** $\sigma_v$ (MPa)	FB*** $\epsilon$ (microstrain)	FS**** $\epsilon$ (microstrain)	
BGS	40	179	-	-	-	2,7E+06
	50	184	-	-	-	2,3E+06
	60	189	-	-	-	2,1E+06
PVA-EN-3CD	40	-	0,11	-	-	6,4E+06
	50	-	0,11	-	-	6,0E+06
	60	-	0,11	-	-	5,9E+06
PVA-EN-5CD	40	-	-	-	42	8,3E+06
	50	-	0,14	-	-	8,1E+06
	60	-	0,15	-	-	7,8E+06
PVA-EN-3CC	40	-	-	-	40	8,4E+06
	50	-	0,15	-	-	8,0E+06
	60	-	0,15	-	-	7,8E+06
PVA-EN-5CC	40	-	-	-	29	9,3E+06
	50	-	-	11	-	1,1E+07
	60	-	0,18	-	-	1,2E+07

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Esmagamento avançado da base cimentada

\*\*\* Fadiga da base cimentada

\*\*\*\* Fadiga da sub-base cimentada

Tabela E.24: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Argissolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Argissolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico			N <sub>AASHTO</sub>
		FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	FB** $\epsilon$ (microstrain)	FS*** $\epsilon$ (microstrain)	
BGS	40	179	-	-	2,7E+06
	50	184	-	-	2,3E+06
	60	189	-	-	2,1E+06
PVA-EM-3CD	40	-	-	32	9,5E+06
	50	-	13	-	1,2E+07
	60	-	-	18	2,1E+07
PVA-EM-5CD	40	-	-	26	1,0E+07
	50	-	9	-	1,2E+07
	60	-	-	15	2,2E+07
PVA-EM-3CC	40	-	-	23	1,0E+07
	50	-	7	-	1,2E+07
	60	-	-	13	2,2E+07
PVA-EM-5CC	40	-	-	20	1,1E+07
	50	-	6	-	1,2E+07
	60	-	-	11	2,3E+07

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Fadiga da base cimentada

\*\*\* Fadiga da sub-base cimentada

Tabela E.25: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Luvissole com cal compactadas na energia normal sobre subleito em Luvissole natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico		NAASHTO
		FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	EB** $\sigma_v$ (MPa)	
BGS	40	264	-	2,6E+05
	50	275	-	2,1E+05
	60	286	-	1,8E+05
TX-EN-3CD	40	-	0,17	1,9E+04
	50	-	0,17	1,9E+04
	60	-	0,17	1,8E+04
TX-EN-5CD	40	-	0,21	2,2E+05
	50	-	0,21	2,1E+05
	60	-	0,21	2,1E+05
TX-EN-3CC	40	-	0,22	4,0E+04
	50	-	0,22	3,8E+04
	60	-	0,22	3,6E+04
TX-EN-5CC	40	-	0,24	9,4E+04
	50	-	0,24	8,9E+04
	60	-	0,24	8,7E+04

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Esmagamento avançado da base cimentada

Tabela E.26: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Luvissole com cal compactadas na energia normal sobre subleito em Luvissole natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico		N <sub>AAASHTO</sub>
		FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	EB** $\sigma_v$ (MPa)	
BGS	40	174	-	3,0E+06
	50	181	-	2,5E+06
	60	187	-	2,2E+06
TX-EN-3CD	40	-	0,09	1,1E+06
	50	-	0,09	1,1E+06
	60	-	0,09	1,1E+06
TX-EN-5CD	40	-	0,12	4,1E+06
	50	-	0,12	3,9E+06
	60	-	0,12	3,8E+06
TX-EN-3CC	40	-	0,12	1,5E+06
	50	-	0,12	1,4E+06
	60	-	0,12	1,4E+06
TX-EN-5CC	40	-	0,13	2,4E+06
	50	-	0,13	2,3E+06
	60	-	0,14	2,2E+06

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Esmagamento avançado da base cimentada

Tabela E.27: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Latossolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico		NAASHTO
		FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	EB** $\sigma_v$ (MPa)	
BGS	40	353	-	2,5E+04
	50	385	-	1,6E+04
	60	413	-	1,2E+04
LV-EM-3CD	40	-	0,46	7,4E+05
	50	-	0,46	7,3E+05
	60	-	0,46	7,2E+05
LV-EM-5CD	40	-	0,47	1,5E+06
	50	-	0,47	1,4E+06
	60	-	0,47	1,4E+06
LV-EM-3CC	40	-	0,48	5,4E+05
	50	-	0,48	5,3E+05
	60	-	0,47	5,5E+05
LV-EM-5CC	40	-	0,49	4,4E+06
	50	-	0,49	4,4E+06
	60	-	0,49	4,4E+06

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Esmagamento avançado da base cimentada

Tabela E.28: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Latossolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico				NAASHTO
		FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	EB** $\sigma_v$ (MPa)	FB*** $\epsilon$ (microstrain)	FS**** $\epsilon$ (microstrain)	
BGS	40	283	-	-	-	1,9E+05
	50	288	-	-	-	1,7E+05
	60	295	-	-	-	1,5E+05
LV-EM-3CD	40	-	-	-	74	7,4E+06
	50	-	-	38	-	8,9E+06
	60	-	0,23	-	-	1,1E+07
LV-EM-5CD	40	-	-	-	68	5,8E+06
	50	-	-	33	-	8,9E+06
	60	-	0,24	-	-	1,4E+07
LV-EM-3CC	40	-	-	-	66	6,0E+06
	50	-	0,25	-	-	8,1E+06
	60	-	0,25	-	-	8,0E+06
LV-EM-5CC	40	-	-	-	54	7,4E+06
	50	-	-	22	-	1,0E+07
	60	-	-	-	28	1,9E+07

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Esmagamento avançado da base cimentada

\*\*\* Fadiga da base cimentada

\*\*\*\* Fadiga da sub-base cimentada

Tabela E.29: Resultados das análises mecânicas da estrutura D e revestimento de 20 cm de concreto asfáltico, com base e sub-base em Latossolo com cal compactadas na energia modificada sobre subleito em Latossolo natural – valores obtidos para o mecanismo de degradação crítico

Material da sub-base	Soma das espessuras da base e da sub-base (cm)	Mecanismo de degradação crítico			N <sub>AASHTO</sub>
		FR* $\epsilon_t$ (microstrain)	FB** $\epsilon$ (microstrain)	FS*** $\epsilon$ (microstrain)	
BGS	40	183	-	-	2,4E+06
	50	187	-	-	2,2E+06
	60	191	-	-	2,0E+06
LV-EM-3CD	40	-	-	53	8,6E+06
	50	-	29	-	9,6E+06
	60	-	-	30	2,0E+07
LV-EM-5CD	40	-	-	50	7,2E+06
	50	-	26	-	9,6E+06
	60	-	-	28	1,8E+07
LV-EM-3CC	40	-	-	48	7,4E+06
	50	-	24	-	9,8E+06
	60	-	-	27	1,8E+07
LV-EM-5CC	40	-	-	40	8,6E+06
	50	-	18	-	1,1E+07
	60	-	-	23	2,0E+07

\* Fadiga do revestimento asfáltico

\*\* Fadiga da base cimentada

\*\*\*Fadiga da sub-base cimentada