



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

AMANDA MENDES ARRUDA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE SOLO LATERÍTICO FINO ESTABILIZADO COM
CAL E POLÍMERO**

CAMPINA GRANDE – PB

2025

AMANDA MENDES ARRUDA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE SOLO LATERÍTICO FINO ESTABILIZADO COM
CAL E POLÍMERO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues

Coorientador: Dr. Manoel Leandro Araújo e Farias

CAMPINA GRANDE – PB

2025

A779a

Arruda, Amanda Mendes.

Análise do comportamento à fadiga de solo laterítico fino estabilizado com cal e polímero / Amanda Mendes Arruda. – Campina Grande, 2025.
126 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2025.

"Orientação: Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues, Prof. Dr. Manoel Leandro Araújo e Farias".

Referências.

1. Solo Laterítico. 2. Estabilização de Solo Laterítico. 3. Solo – Comportamento à Fadiga. 4. Cal. 5. Polímero. 6. Pavimentação. I. Rodrigues, John Kennedy Guedes. II. Farias, Manoel Leandro Araújo e. III. Título.

CDU 625.023(043)

AMANDA MENDES ARRUDA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE SOLO LATERÍTICO FINO ESTABILIZADO COM
CAL E POLÍMERO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Aprovada em 28 de Fevereiro de 2025.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG
Orientador

Prof. Dr. Manoel Leandro Araújo e Farias
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG
Corientador

Prof. Dr. Jonny Dantas Patrício
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG
Membro Interno

Prof^a. Dr^a. Ana Maria Gonçalves Duarte Mendonça
Instituto Federal da Paraíba – IFPB
Membro Externo

Prof^a. Dr^a. Ana Paula Furlan
Universidade de São Paulo -USP
Membro Externo



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
POS-GRADUACAO ENGENHARIA CIVIL AMBIENTAL
Rua Aprigio Veloso, 882, - Bairro Universitario, Campina Grande/PB, CEP 58429-900

REGISTRO DE PRESENÇA E ASSINATURAS

1. **ATA DA DEFESA PARA CONCESSÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

2. **ALUNO(A): AMANDA MENDES ARRUDA / COMISSÃO EXAMINADORA: DR. JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES - PPGECA/UFCG (PRESIDENTE) - ORIENTADOR, DR. MANOEL LEANDRO ARAÚJO E FARIAS - PPGECA/UFCG – COORIENTADOR, DR. JONNY DANTAS PATRICIO - PPGECA/UFCG - PPGECA/UFCG – EXAMINADOR INTERNO, DR.ª ANA MARIA GONÇALVES DUARTE MENDONÇA - IFPB - EXAMINADORA EXTERNA, DR.ª ANA PAULA FURLAN - STT-EESC-USP - EXAMINADORA EXTERNA (PORTARIA 07/2025). / TITULO DA DISSERTAÇÃO: “ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE SOLO LATERÍTICO FINO ESTABILIZADO COM CAL E POLÍMERO” / ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA / HORA DE INICIO: 14:00 HORAS /NA SALA DE TELECONFERÊNCIA DO LEP-UFCG- BLOCO CT, CAMPUS SEDE DA UFCG, DE FORMA HÍBRIDA.**

3. **EM SESSÃO REALIZADA DE FORMA HÍBRIDA, APÓS EXPOSIÇÃO DE CERCA DE 40 MINUTOS, O(A) CANDIDATO(A) FOI ARGUIDO(A) ORALMENTE PELOS MEMBROS DA COMISSÃO EXAMINADORA, TENDO DEMONSTRADO SUFICIÊNCIA DE CONHECIMENTO E CAPACIDADE DE SISTEMATIZAÇÃO NO TEMA DE SUA DISSERTAÇÃO, SENDO-LHE ATRIBUÍDA O CONCEITO “EM EXIGÊNCIA”, SENDO QUE A POSSIBILIDADE DE APROVAÇÃO ESTÁ CONDICIONADA À AVALIAÇÃO DA NOVA VERSÃO DO TRABALHO FINAL, SEGUINDO PROCEDIMENTOS PREVISTOS NA RESOLUÇÃO DO PROGRAMA. O PRESIDENTE DA COMISSÃO EXAMINADORA, OUVIDOS OS DEMAIS MEMBROS, DEVERÁ FICAR RESPONSÁVEL POR ATESTAR QUE AS CORREÇÕES SOLICITADAS NA LISTA DE EXIGÊNCIAS FORAM ATENDIDAS NA VERSÃO FINAL DO TRABALHO. A COMISSÃO EXAMINADORA CUMPRINDO OS PRAZOS REGIMENTAIS, ESTABELECE UM PRAZO MÁXIMO DE 30 DIAS PARA QUE SEJAM FEITAS AS ALTERAÇÕES EXIGIDAS. APÓS O DEPÓSITO FINAL DO DOCUMENTO DE DISSERTAÇÃO, DEVIDAMENTE REVISADO E MEDIANTE ATESTADO DO ORIENTADOR, O CONCEITO “EM EXIGÊNCIA” PASSARÁ IMEDIATAMENTE PARA O DE “APROVADO”. NA FORMA REGULAMENTAR, FOI LAVRADA A PRESENTE ATA, QUE É ASSINADA POR MIM, ISABELLY CRISTINNY GOMES GAUDENCIO, ASSISTENTE EM ADMINISTRAÇÃO, ALUNO(A) E OS MEMBROS DA COMISSÃO EXAMINADORA PRESENTES.**

4. **CAMPINA GRANDE, 28 DE FEVEREIRO DE 2025.**

5.

6.

Documento assinado digitalmente
ANA PAULA FURLAN
Data: 06/03/2025 08:54:22-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

7.

8.

9. **ANA PAULA FURLAN - EXAMINADORA EXTERNA**



Documento assinado eletronicamente por **Amanda Mendes Arruda, Usuário Externo**, em 05/03/2025, às 14:20, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018.](#)



Documento assinado eletronicamente por **ANA MARIA GONÇALVES DUARTE MENDONÇA, Usuário Externo**, em 05/03/2025, às 15:31, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **Jonny Dantas Patricio, Usuário Externo**, em 05/03/2025, às 15:32, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **Manoel Leandro Araújo e Farias, Usuário Externo**, em 05/03/2025, às 15:35, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES, PROFESSOR**, em 05/03/2025, às 15:53, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **ISABELLY CRISTINNY GOMES GAUDENCIO, ASSISTENTE EM ADMINISTRACAO**, em 05/03/2025, às 16:38, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site <https://sei.ufcg.edu.br/autenticidade>, informando o código verificador **5244884** e o código CRC **1A174159**.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus, por ter me capacitado, me abençoado e me ajudado a superar cada obstáculo e me permitir chegar até aqui.

À minha família, em especial minha mãe Janete, meu pai Carlos, minha irmã Sonaly, meu irmão Matheus e meu cunhado Conrado. Tudo o que faço é por vocês e para vocês. Vocês são minha referência, meu porto seguro, meu momento de silêncio e paz – ainda que no mais alto volume.

À minha sobrinha, Letícia, por me fazer ressignificar o que é amor, carinho e cuidado, e por me resetar todas as vezes que eu precisei.

Ao meu orientador, o prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues, que foi fundamental para a conclusão deste trabalho. Obrigada pela paciência e pelos ensinamentos.

Ao meu coorientador, o prof. Dr. Manoel Leandro Araújo e Farias. Sem você, este trabalho não seria possível. Não sou capaz de mensurar a tamanha gratidão que tenho por você.

À professora Ana Maria Gonçalves Duarte Mendonça, por ter me aconselhado, ficado ao meu lado, me dado puxões de orelha e me ajudado nos momentos em que tudo parecia que ia desabar. Minha gratidão à senhora é eterna.

Aos meus amigos Letícia, Vitor, João Pedro e Daniel, que dividiram os dias comigo no laboratório, me acolheram e me ajudaram a chegar até aqui.

Aos meus amigos fora do ambiente universitário, Aline, Gil, Junior e Thiago, por me apoiarem em mais esta etapa da vida, trazendo leveza e descontração aos meus dias.

Ao corpo técnico do LEP, em especial a Arthur, Jadilson, Joseildo e Ladjane. Obrigada pela convivência e por todos os momentos compartilhados.

À Universidade Federal de Campina Grande, produtora de conhecimento e formadora de cidadãos.

À ATECEL por disponibilizar os equipamentos para a realização desta pesquisa.

Ao Laboratório de Avaliação e Desenvolvimento de Biomateriais do Nordeste (CERTBIO) por ter realizado os ensaios de MEV, FTIR e DRX, fundamentais para a pesquisa.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo incentivo à pesquisa no Brasil.

*“Se te mostrares fraco no
dia da angústia, é que a tua
força é pequena”*

(Provérbios 24:10)

RESUMO

Nos últimos anos, têm-se observado uma deterioração progressiva na qualidade dos pavimentos flexíveis no Brasil. Dentre os principais defeitos identificados, destacam-se o afundamento das trilhas de roda e a propagação de trincas por fadiga. Embora esses problemas estejam fortemente associados ao revestimento asfáltico, estudos recentes indicam que as camadas de suporte do pavimento também desempenham um papel significativo, o que justifica a necessidade de investigações mais aprofundadas sobre o tema. Apesar da escassez de pesquisas nessa área, a avaliação da fadiga nas camadas de base tem ganhado relevância no meio acadêmico, impulsionada pela busca por soluções que combinem durabilidade e viabilidade econômica. Nesse contexto, o uso de solos locais estabilizados surge como uma alternativa promissora, desde que atendam aos requisitos de desempenho exigidos. Este estudo tem como objetivo analisar o comportamento à fadiga de um solo laterítico fino estabilizado com cal e polímero, visando avaliar sua aplicabilidade em camadas de base de pavimentos flexíveis. Para tanto, foi realizada a caracterização e classificação, empregando as metodologias TRB, MCT e o Sistema Universal de Classificação de Solos Lateríticos (SUCSL). Essas análises permitiram uma compreensão mais aprofundada das propriedades do material. Adicionalmente, foram caracterizados a cal e o polímero utilizados na estabilização, seguindo-se a dosagem otimizada de cal para o solo estudado. Foram realizados os ensaios de resistência à compressão simples, resistência à tração, CBR, módulo de resiliência e fadiga por compressão diametral para avaliar o desempenho mecânico do solo natural e estabilizado. Além disso, investigou-se a influência do tempo de cura no ganho de resistência dos solos estabilizados. Os resultados demonstraram que a estabilização com cal e polímero foi eficaz, com melhorias significativas na resistência do solo já a partir de 7 dias de cura. A mistura com 5% de polímero destacou-se por seu desempenho superior em termos de durabilidade e resistência à fadiga, atribuído principalmente à flexibilidade conferida pelo polímero ao composto. Com o aumento da resistência à tração ao longo do tempo de cura, o material demonstrou capacidade de suportar cargas mais elevadas no ensaio de vida de fadiga, evidenciando seu potencial aplicação em camadas estruturais de pavimentos. A modelagem mecanístico-empírica, realizada por meio do software MeDiNa, indicou que o solo estabilizado atende aos critérios de desempenho para tráfego leve na estrutura proposta. No entanto, em cenários de tráfego pesado, foram observadas limitações, possivelmente relacionadas à configuração das camadas do pavimento, sugerindo a necessidade de ajustes estruturais. Esses resultados apontam que a estabilização de solos lateríticos finos com cal e polímero pode ser uma alternativa viável para camadas de base de pavimentos flexíveis, desde que as condições específicas de tráfego sejam consideradas.

Palavras-chave: Solo Laterítico; Estabilização; Fadiga; Cal; Polímero; Pavimentação.

ABSTRACT

In recent years, a progressive deterioration in the quality of flexible pavements has been observed in Brazil. Among the main identified defects, rutting and fatigue cracking stand out. Although these issues are strongly associated with the asphalt layer, recent studies indicate that the pavement support layers also play a significant role, justifying the need for further investigation on the subject. Despite the scarcity of research in this area, the evaluation of fatigue behavior in base layers has gained academic relevance, driven by the search for solutions that combine durability and economic feasibility. In this context, the use of stabilized local soils emerges as a promising alternative, provided they meet the required performance criteria. This study aims to analyze the fatigue behavior of a fine lateritic soil stabilized with lime and polymer to assess its applicability in flexible pavement base layers. To this end, characterization and classification were conducted using the TRB, MCT, and the Universal Lateritic Soil Classification System (SUCSL). These analyses provided a deeper understanding of the material's properties. Additionally, the lime and polymer used for stabilization were characterized, followed by the optimized lime dosage for the studied soil. Tests for unconfined compressive strength, tensile strength, California Bearing Ratio (CBR), resilient modulus, and diametral compression fatigue were performed to evaluate the mechanical performance of both natural and stabilized soil. Furthermore, the influence of curing time on the strength gain of stabilized soils was investigated. The results demonstrated that stabilization with lime and polymer was effective, with significant improvements in soil strength observed from seven days of curing. The mixture with 5% polymer stood out due to its superior performance in terms of durability and fatigue resistance, mainly attributed to the flexibility provided by the polymer in the composition. With increased tensile strength over the curing period, the material demonstrated the ability to withstand higher loads in the fatigue life test, highlighting its potential application in pavement structural layers. The mechanistic-empirical modeling conducted using the MeDiNa software indicated that the stabilized soil meets the performance criteria for light traffic in the proposed structure. However, in heavy traffic scenarios, limitations were observed, possibly related to the pavement layer configuration, suggesting the need for structural adjustments. These findings indicate that the stabilization of fine lateritic soils with lime and polymer can be a viable alternative for flexible pavement base layers, provided that specific traffic conditions are considered.

Keywords: Lateritic Soil; Stabilization; Fatigue; Lime; Polymer; Pavement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Perfil de alteração de referência.	20
Figura 2: Ocorrência de solos lateríticos no mundo.	21
Figura 3: Sistema Universal de Classificação de Solos Lateríticos (SUCSL).	26
Figura 4: Microscopia Eletrônica de Varredura de partículas de caulinita antes e após o melhoramento do polímero.	31
Figura 5: Solicitações a que o pavimento flexível é submetido durante o tráfego.	32
Figura 6: Relação tensão-deformação em camadas de pavimentos.	35
Figura 7: Estágios do processo de degradação de uma camada cimentada.	38
Figura 8: Curva sigmoidal.	43
Figura 9: Gráfico Fator de Deslocamento <i>versus</i> Dano Médio	44
Figura 10: Gráfico Erro da Função de Transferência <i>versus</i> Área Trincada Prevista	44
Figura 11: Esquema do programa experimental da pesquisa.	47
Figura 12: Localização geográfica da amostra coletada.	48
Figura 13: Amostra de solo laterítico em estudo.	49
Figura 14: Cal Hidratada I.	49
Figura 15: Polímero Acrílico Industrial	49
Figura 16: Equipamento Hitachi TM-1000, utilizado na pesquisa.	49
Figura 17: (a) EDX 720 da Shimadzu e (b) Mufla.	50
Figura 18: XRD-6000 da Shimadzu.	51
Figura 19: Ensaio de limite de liquidez e de plasticidade, respectivamente.	52
Figura 20: Ensaio para a classificação MCT e G-MCT.	54
Figura 21: Granulometria por difração a laser da cal hidratada.	55
Figura 22: Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura da Cal hidratada.	56
Figura 23: Resultados do EDS, elementos constituintes da Cal Hidratada (300X e 8000X).	56
Figura 24: Resultado do ensaio de DRX da Cal Hidratada.	57
Figura 25: Ensaio de resíduo no polímero.	58
Figura 26: Ensaio FTIR comparativo entre o polímero natural e após ensaio de resíduo.	59
Figura 27: Processo de preparo de mistura para compactação de solo.	61
Figura 28: Cilindro de moldagem de corpo de prova para ensaios mecânicos.	62
Figura 29: Ensaio de RCS.	63
Figura 30: Equipamento Triaxial de carga repetida.	64
Figura 31: Aparato diametral para ensaio de RT.	65

Figura 32: Ensaio de fadiga por compressão diametral.....	66
Figura 33: Seção-tipo avaliada no MeDiNa.....	67
Figura 34: MEV do solo PE-1, (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x.	70
Figura 35: Ensaio de EDS: elementos constituintes do solo PE-1 (8000X).	70
Figura 36: Ensaio de DRX do solo PE-1.....	71
Figura 37: Gráfico da relação entre o teor de cal e pH da solução.	74
Figura 38: Curvas de compactação do solo natural e dos solos estabilizados.	74
Figura 39: Comparativo do DRX dos solos natural e estabilizados	75
Figura 40: Comparação entre CBR e Expansão dos materiais natural e estabilizados	77
Figura 41: Comparação entre a RCS dos materiais natural e estabilizados, para 7 e 28 dias.	78
Figura 42: Comparação entre a RTCD dos materiais natural e estabilizados, para 7 e 28 dias. .	79
Figura 43: Modelo de estabilização química do solo com cal	79
Figura 44: Influência do filme de polímero na redução do potencial de estabilização do solo com a cal.....	80
Figura 45: Processo de aglutinação promovida pelo polímero em teor de 5%	81
Figura 46: Comparativo do MR mínimo entre o solo natural e os solos estabilizados, para 7 e 28 dias de cura.	83
Figura 47: Comparativo do MR médio entre o solo natural e os solos estabilizados, para 7 e 28 dias de cura.	84
Figura 48: Comparativo do MR máximo entre o solo natural e os solos estabilizados, para 7 e 28 dias de cura.	84
Figura 49: Comparativo do desempenho à fadiga do SLC para um tempo de cura de 7 e 28 dias.	86
Figura 50: Comparativo do desempenho à fadiga do SLC+PL1% para um tempo de cura de 7 e 28 dias.	86
Figura 51: Comparativo do desempenho à fadiga do SLC+PL3% para um tempo de cura de 7 e 28 dias.	87
Figura 52: Comparativo do desempenho à fadiga do SLC+PL5% para um tempo de cura de 7 e 28 dias.	87
Figura 53: Comparativo do desempenho à fadiga dos solos estabilizados para um tempo de cura de 7 dias.	88
Figura 54: Comparativo do desempenho à fadiga dos solos estabilizados para um tempo de cura de 28 dias	88

Figura 55: Comparativo no número de ciclos versus tensão para 7 e 28 dias de cura do solo SLC.	91
Figura 56: Comparativo no número de ciclos versus tensão para 7 e 28 dias de cura do solo SLC+PL1%.	91
Figura 57: Comparativo no número de ciclos versus tensão para 7 e 28 dias de cura do solo SLC+PL3%.	92
Figura 58: Comparativo no número de ciclos versus tensão para 7 e 28 dias de cura do solo SLC+PL5%.	92
Figura 59: Ensaio de fadiga por compressão diametral.	95
Figura 60: Comparativo de área trincada para 7 dias de cura utilizando modelo solo-cal.	97
Figura 61: Comparativo de área trincada para 28 dias de cura utilizando modelo solo-cal.	98
Figura 62: Comparativo de área trincada para 28 dias de cura utilizando modelo solo-cimento: hipótese 1	100
Figura 63: Comparativo de área trincada para 7 dias de cura utilizando modelo solo-cimento: hipótese 2.	101
Figura 64: Comparativo de área trincada para 28 dias de cura utilizando modelo solo-cimento: hipótese 2.	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Modelos de fadiga desenvolvidos por diferentes pesquisadores.	40
Tabela 2: Resultados dos ensaios de caracterização da CH-1.....	55
Tabela 3: Elementos constituintes da Cal Hidratada obtidos por EDS.	56
Tabela 4: Resultado do ensaio de resíduo em emulsão polimérica.	58
Tabela 5: Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência	64
Tabela 6: Dados de entrada para projeto no MeDiNa.....	69
Tabela 7: Resumo dos elementos constituintes do solo PE-1.	71
Tabela 8: Resumo dos compostos obtidos através do ensaio de FRX do solo PE-1.	71
Tabela 9: Classificação do solo baseada nos índices de intemperismo.	72
Tabela 10: Resumo dos ensaios de granulometria e limites de <i>Atterberg</i>	72
Tabela 11: Classificação MCT e G-MCT.	72
Tabela 12: Resumo dos ensaios necessários para classificação do solo seguindo a metodologia SUCSL.....	73
Tabela 13: Resumo da relação entre o teor de cal e pH da solução conforme norma do DNIT. .	73
Tabela 14: Densidade máxima aparente seca e teor de umidade ótimo do solo natural e dos solos estabilizados.	74
Tabela 15: Resumo do ensaio de DRX.....	76
Tabela 16: Resumo dos ensaios de RCS e RT para os solos natural e estabilizados.	78
Tabela 17: Ensaio de módulo de resiliência e comparação dos modelos de regressão.	82
Tabela 18: Carga do ensaio versus número de ciclos do modelo.....	90
Tabela 19: Relação entre o número de ciclos e o percentual de tensão aplicada para cada solo estabilizado.	94
Tabela 20: Área Trincada para solos estabilizados com 7 dias de cura no modelo solo-cal.	96
Tabela 21: Área Trincada para solos estabilizados com 28 dias de cura no modelo solo-cal.	97
Tabela 22: Área trincada para solos estabilizados com 7 e 28 dias de cura no modelo solo-cimento: hipótese 1.	99
Tabela 23: Área trincada para solos estabilizados com 7 dias de cura no modelo solo-cimento: hipótese 2.	101
Tabela 24: Área trincada para solos estabilizados com 28 dias de cura no modelo solo-cimento: hipótese 2.	102

SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i> – índice de Suporte Califórnia
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CNT	Confederação Nacional de Transportes
DER	Departamento de Estradas e Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
DRX	Difração de Raios-X
FRX	Fluorescência de Raios-X
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MCT	Miniatura, compactado, tropical, metodologia de classificação
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
MR	Módulo de Resiliência
NBR	Norma Brasileira
PE-1	Solo Laterítico coletado no estado do Pernambuco
pH	Potencial Hidrogeniônico
RCS	Resistência à compressão simples
RTCD	Resistência à tração por compressão diametral
SL	Solo Laterítico
SLA	Solo Laterítico Arenoso
SLC	Solo Laterítico Fino com adição de cal
SLC + PL1%	Solo Laterítico Fino com adição de cal e polímero, no teor de 1%
SLC + PL3%	Solo Laterítico Fino com adição de cal e polímero, no teor de 3%
SLC + PL5%	Solo Laterítico Fino com adição de cal e polímero, no teor de 5%
SLF	Solo Laterítico Fino
SLP	Solo Laterítico Pedregulhoso
SUCSL	Sistema Universal de Classificação de Solos Lateríticos

TRB

Transportation Research Board

VA

Valor de Adsorção de Azul de Metileno

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	17
1.1.	OBJETIVOS	18
1.1.1.	GERAL.....	18
1.1.2.	ESPECÍFICOS.....	18
1.2.	ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	18
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	20
2.1.	FORMAÇÃO E TERMINOLOGIA DOS SOLOS TROPICAIS	20
2.2.	PROCESSO DE LATERIZAÇÃO	21
2.3.	SOLOS LATERÍTICOS.....	22
2.4.	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS LATERÍTICOS	24
2.5.	ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	29
2.5.1.	TIPOS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLO	30
2.6.	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS SOLOS.....	31
2.6.1.	MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	34
2.6.2.	FADIGA DE SOLOS	37
2.7.	MODELAGEM MECANÍSTICO-EMPÍRICA.....	41
2.7.1.	AVALIAÇÃO DA FADIGA DA CAMADA ESTABILIZADA.....	42
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	46
3.1.	MATERIAIS	48
3.2.	MÉTODOS	49
3.2.1.	CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS.....	49
3.2.2.	ESTABILIZAÇÃO DO SOLO	60
3.2.3.	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO NATURAL E ESTABILIZADO	60
3.2.4.	ANÁLISE MECANÍSTICO-EMPÍRICA NO MeDiNa	66
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	70
4.1.	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO.....	70
4.1.1.	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA	70

4.1.2.	CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	72
4.2.	ESTABILIZAÇÃO DO SOLO	73
4.3.	DESEMPENHO MECÂNICO DO SOLO.....	76
4.3.1.	ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA	76
4.3.2.	RCS E RTCD	77
4.3.3.	MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	81
4.3.4.	FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	85
4.4.	ANÁLISE MECANÍSTICO-EMPÍRICA NO MeDiNa	96
4.5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	104
5.	CONCLUSÃO	106
5.1.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	107
	REFERÊNCIAS	108
	ANEXO A – CURVAS E SUPERFÍCIES DE AJUSTE PARA O SOLO NATURAL E ESTABILIZADO.....	114
	ANEXO B – CURVAS DE FADIGA INDIVIDUAIS PARA CADA PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO, COM 7 E 28 DIAS DE CURA.....	119
	ANEXO C – FUNÇÃO SIGMOIDAL PARA CADA PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO, COM 7 E 28 DIAS DE CURA	123

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, uma abordagem mecanicista-empírica de dimensionamento de pavimentos tem se desenvolvido frente aos métodos empíricos, ainda válidos, agregando os conceitos da mecânica dos materiais para previsão do comportamento do conjunto. Dentre os métodos inseridos nesta nova abordagem, Venkatesh *et al.* (2018) destaca o de limitação de ruptura por cisalhamento, o de deflexão, de regressão com base no desempenho do pavimento e, finalmente, o método mecanístico-empírico que, segundo Bastos (2016), determina os valores de tensão-deformação a partir de simulações analíticas ou numéricas com base nos dados de propriedades dos materiais.

A metodologia mecanística-empírica considera fadiga e deformação plástica como mecanismos de falha do pavimento (JEGATHEESAN & GNANENDRAN, 2015). Estes são os principais defeitos dos pavimentos, aparentes nas trincas do revestimento e da formação de trilhas de roda e, embora fosse aceito que estes problemas eram de responsabilidade apenas das misturas asfálticas, os estudos mais recentes têm mostrado que boa parte destas deteriorações são consequentes de problemas nos estratos subjacentes ao revestimento.

Mello *et al.* (2021) em seu estudo aponta a importância de compreender a deformabilidade dos materiais que compõem o pavimento, bem como as relações tensão-deformação de cada material, através da realização de ensaios de módulo de resiliência (MR) e deformação permanente (DP), e como estas influenciam no comportamento das misturas.

Segundo Venkatesh *et al.* (2018), na maioria dos estudos, o módulo de resiliência é bastante utilizado para explicar a resposta plástica dos solos e é, ainda, comum a conclusão pela notoriedade da deformação não apenas resiliente, mas também permanente significativa em solos finos de subleito. Isto indica quão importante é avaliar o comportamento permanente dos materiais de suporte de pavimentos, sob diferentes níveis de tensão, para uma completa caracterização do material.

Farias (2023) aborda em sua pesquisa que climas tropicais, a exemplo do Brasil e da África, favorecem a formação em grandes quantidades de solos lateríticos, que são caracterizados como materiais de baixa capacidade de carga para camadas de pavimento flexíveis (Portelinha *et al.*, 2012) e, em muitos casos, é observado que esses solos não atendem às especificações em termos de limites de *Atterberg* e outros parâmetros de resistência e, com isso, precisam de melhorias para possibilitar o uso em camadas estruturais do pavimento (BISWAL *et al.*, 2018).

Considerando que estes solos cobrem 19% da superfície terrestre (FARIAS, 2023), a técnica de promover melhoramento ou estabilização do solo se torna uma solução adequada para a problemática. O comportamento mecânico do solo laterítico pode ser melhorado pela adição de cal ou cimento, no entanto, estes conferem também rigidez ao material.

Patrício (2015) avaliou o comportamento de três solos estabilizados com uma associação polimérica para a utilização em camada de base em pavimentos flexíveis e obteve ganhos de CBR, resistência à tração, resistência à compressão simples e módulo de resiliência.

Estudos como o de Hoy *et al.* (2023) e Biswal *et al.* (2020) vêm sendo desenvolvidos com o intuito de compreender melhor os mecanismos que estão associados ao processo de estabilização de solos lateríticos e o comportamento desses solos quanto à fadiga.

Em busca de uma estrutura de desempenho adequado, as camadas devem possuir deformabilidade compatível com o nível de tensão a que estão submetidas. Há uma lacuna nos estudos quanto à fadiga de solos estabilizados com materiais alternativos que promovam ganho de resistência e de flexibilidade.

Neste trabalho é abordada a estabilização de um solo laterítico fino com cal e polímero, visando obter ganhos de resistência e de flexibilidade em comparação ao solo natural visando otimizar a utilização deste solo em camadas de base e sub-base de pavimentos flexíveis.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. GERAL

Avaliar o comportamento mecânico com foco na vida de fadiga, de solo laterítico fino estabilizado com 2% de cal e Polímero Acrílico para utilização em camadas de pavimento flexível.

1.1.2. ESPECÍFICOS

- Classificar o solo a partir das metodologias TRB, MCT e Sistema Universal de Classificação de Solos Lateríticos;
- Corroborar na viabilidade do Sistema Universal de Classificação de Solos Lateríticos para o emprego de solos lateríticos naturais e/ou melhorados em camadas granulares de pavimentos;
- Avaliar o desempenho mecânico e a influência do tempo de cura dos solos estabilizados;
- Analisar a viabilidade técnica da utilização do estabilizante alternativo estudado,
- Realizar a avaliação empírico-mecânica de um pavimento tipo utilizando o software MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional).

1.2. ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho dispõe seu conteúdo em cinco capítulos, cujos conteúdos são apresentados a seguir.

No Capítulo 1 foi apresentada uma introdução à pesquisa, justificando a importância da avaliação da fadiga de solos estabilizados, bem como os objetivos geral e específicos que nortearam o estudo.

O Capítulo 2 representa a base teórica necessária para a realização da pesquisa, enfatizando o comportamento mecânico dos solos, o comportamento à fadiga e a análise do desempenho de um pavimento pelo método mecânico-empírico através do software MeDiNa.

O Capítulo 3 descreve os materiais utilizados neste estudo, bem como os procedimentos de ensaios, desde a caracterização até o desempenho mecânico dos solos natural e estabilizados. Neste capítulo também é descrita a metodologia adotada para avaliação do pavimento a ser realizada no MeDiNa.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos em laboratório e pela modelagem, e a discussão pertinente. No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões da pesquisa, e ainda a sugestão de trabalhos futuros.

Os elementos pós-textuais são compostos pelas referências bibliográficas e os anexos, em que são apresentadas as curvas de ajuste do ensaio de módulo de resiliência, curvas individuais da vida de fadiga e as funções sigmoidais dos solos estabilizados para 7 e 28 dias de cura.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

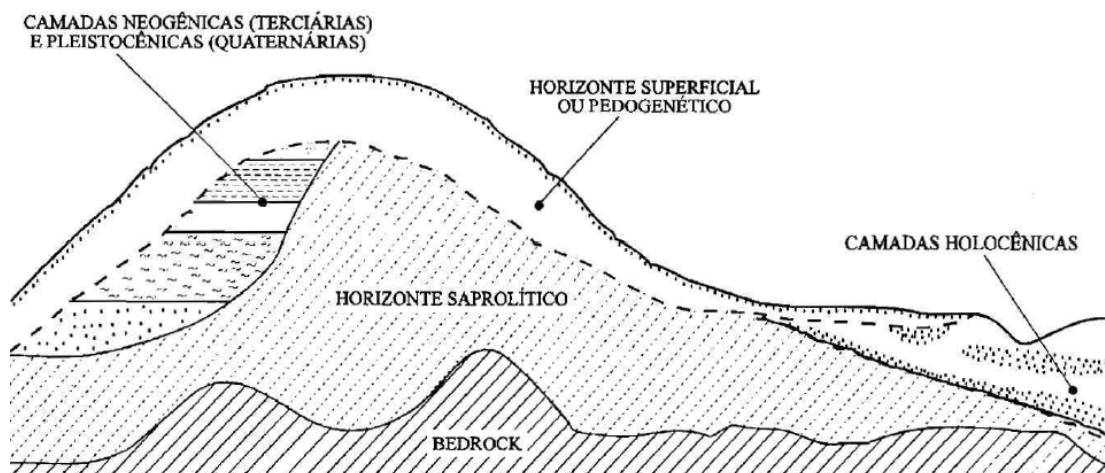
2.1. FORMAÇÃO E TERMINOLOGIA DOS SOLOS TROPICAIS

De acordo com Das & Sobhan (2019), os solos são formados a partir do intemperismo de rochas. Assim, as propriedades físicas do solo estão diretamente relacionadas às rochas das quais derivam. Tem-se como intemperismo o processo de desgaste das rochas, através de processos físicos ou químicos, em frações menores. Os produtos deste intemperismo podem se deslocar por agentes, tais como a água ou o vento, ou ainda, ficar no mesmo lugar de origem. Estes solos formados pelo intemperismo e que permanecem em seu lugar de origem são chamados de solos residuais.

Solos tropicais são solos residuais formados em ambientes tropicais, e sua surgência está associada ao clima quente e úmido, à vegetação e à geologia da região (FARIAS, 2023) e, por estes fatores, apresenta grandes diferenças em relação aos solos mais tradicionais no tocante à mineralogia. Estes solos se originam da composição da rocha matriz e das condições de formação dos solos em ambientes em que há a predominância do intemperismo químico (DAS & SOBHAN, 2019).

Os solos tropicais podem ser divididos em dois grupos: os solos saprolíticos e os lateríticos. Os solos saprolíticos são originados pelo desgaste da rocha, que se encontra em um estágio avançado de desintegração, se assemelhando bastante à estrutura original da rocha que o formou. Descrevem-se os solos lateríticos como solos superficiais expostos, em condições bem drenadas, localizados em região de clima tropical úmido (NOGAMI; VILLIBOR, 1995). A Figura 1 mostra um perfil de alteração que pode ser utilizado como referência para a representação dos solos lateríticos e saprolíticos.

Figura 1: Perfil de alteração de referência.



Fonte: NOGAMI; VILLIBOR, 1995

e na natureza dos constituintes argilosos. As rochas cristalinas básicas podem apresentar após alteração a montmorilonita e são menos concentradas em sílica, enquanto as rochas cristalinas ácidas, quando alteradas, apresentam principalmente caulinita ou mica e as rochas sedimentares argilosas resultam em illita e mica (RODRIGUES *et al*, 2010; FARIAS, 2023).

2.3. SOLOS LATERÍTICOS

Conforme Villibor *et al.* (2009), os solos lateríticos são camadas superficiais típicas de regiões tropicais úmidas com boa drenagem. Esses solos resultam da alteração da camada superior do subsolo pelo intemperismo, pelo processo de laterização.

As concentrações de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (sesquióxidos) em alguns solos lateríticos concrecionados ou pedregosos podem chegar a até 80% do produto da laterização. O argilomineral predominante na fração fina desses solos é a caulinita, cuja atividade coloidal é reduzida. Essa atividade é ainda mais reduzida quando a caulinita está associada a óxidos e hidróxidos de ferro ou alumínio, que frequentemente a revestem (LIMA, 2013). A caulinita desempenha um papel fundamental na resistência dos solos lateríticos, pois suas propriedades físicas e químicas conferem maior coesão e estabilidade, reduzindo a suscetibilidade à erosão e ao colapso. Além disso, sua presença auxilia na retenção de água no solo, contribuindo para a manutenção da estrutura e resistência ao longo do tempo.

O índice K_i é utilizado para avaliar o grau de intemperismo do solo, diferenciando solos de granulação fina e grossa, enquanto o índice K_r classifica os solos entre oxidícos e caulínícos. Conforme Marangon & Motta (2001), os Latossolos geralmente apresentam uma relação molecular K_i inferior a 2,0, sendo aceitáveis valores até 2,2. A intemperização é caracterizada pelos seguintes critérios: $K_r < 2,2$ para solos lateríticos (muito intemperizados); $K_r > 2,2$ para solos não lateríticos (pouco intemperizados).

A Embrapa (2013) estabelece a seguinte interpretação dos valores de K_i e K_r para análise do grau de intemperismo:

- $K_i > 0,75$ e $K_r > 0,75$ indicam solos caulínícos;
- $K_i > 0,75$ e $K_r \leq 0,75$ sugerem solos caulínícos-oxidícos;
- $K_r \leq 0,75$ caracteriza solos oxidícos (hematícos ou goethícos);
- $K_i \leq 0,75$ e $K_r \leq 0,75$ sugerem solos gibbsícos-oxidícos;
- $K_i < 2,2$ indica solos lateríticos, altamente intemperizados.

Rodrigues *et al.* (2010) observam que os solos lateríticos frequentemente possuem uma distribuição granulométrica específica, com alta proporção de partículas finas (menores que 80 μm), variando entre 10% e 40%; percentual de partículas retidas na peneira de 2 mm entre 20% e 60%; além de variação na dureza dos cascalhos dentro do mesmo depósito, dependendo da maturidade das partículas lateríticas e da quantidade de sesquióxidos predominantes no agregado. As curvas de distribuição de tamanho de

partículas frequentemente apresentam um platô ou uma depressão, indicando a ausência de determinadas frações granulométricas, geralmente entre 8 mm e 0,2 mm.

Os materiais compostos por agregados duros, ricos em ferro, tendem a exibir um comportamento mecânico estável. Na fração granular, a composição mineralógica da fração silte é geralmente simples, predominando o quartzo e apresentando aglomerados de argila visíveis. Já na fração argila (diâmetro inferior a 0,002 mm), os principais constituintes podem ser classificados em três grupos: argilominerais, óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio, e constituintes orgânicos.

Conforme Nogami & Villibor (1995), há uma relação direta entre o teor de argila em solos lateríticos e a sua contração. Dessa maneira, compreender esse comportamento é crucial para prever possíveis reduções volumétricas significativas, particularmente em países tropicais. Para atenuar esses efeitos, recomenda-se evitar variações excessivas no teor de umidade ou utilizar técnicas de estabilização, seja ela química ou mecânica.

No que tange à compactação, Balbo (2007) sugere a aplicação de energia Proctor Intermediária em solos lateríticos arenosos quando usados em camadas de base ou sub-base. Bastos & Felten (2005) avaliaram a utilização de solo de características semelhantes a um solo arenoso fino laterítico, compactado em energia Proctor Intermediária na execução de pavimentos de baixo custo, e obteve resultados satisfatórios. Para os solos lateríticos pedregosos, a compactação pode ser prejudicial caso os torrões apresentem fragilidade, pois a degradação da estrutura pode aumentar a proporção de partículas finas sem afetar significativamente a massa específica aparente seca ou a capacidade de suporte, além de tornar o material mais suscetível aos efeitos da sucção (RODRIGUES *et al.*, 2010).

Villibor e Nogami (2009) realizaram experimentos com solos compactados sob energia Proctor Intermediária e estabeleceram valores mínimos recomendáveis para determinadas propriedades técnicas, visando assegurar sua aplicabilidade em camadas de base e sub-base. Entre esses critérios, destacam-se uma capacidade de suporte de, no mínimo, 40% e uma expansão em meio aquoso inferior a 0,3%.

No Brasil, a avaliação da capacidade de suporte dos solos ainda é majoritariamente fundamentada no ensaio de CBR, principalmente em razão de sua viabilidade econômica, ampla difusão no âmbito técnico-geotécnico e facilidade de execução. Consequentemente, diversas metodologias de dimensionamento de pavimentos flexíveis mantêm a utilização de índices obtidos a partir desse ensaio, estabelecendo relações empíricas com outros parâmetros geotécnicos (FARIAS, 2023).

Contudo, estudos recentes destacam limitações conceituais inerentes à metodologia do CBR, particularmente no que diz respeito ao tempo de imersão dos corpos de prova, um aspecto crítico para a análise de solos tropicais. Originalmente desenvolvido para simular a saturação das camadas do pavimento durante o período de degelo em regiões de clima temperado e frio, o ensaio CBR não reflete adequadamente as condições geotécnicas e climáticas de países de clima tropical. Nessas regiões, as camadas inferiores dos pavimentos geralmente apresentam teores de umidade próximos à umidade ótima de compactação, o que suscita dúvidas quanto à pertinência da aplicação direta desse procedimento (MEDINA & MOTTA, 2015).

2.4. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS LATERÍTICOS

Como previamente apontado, as propriedades dos solos lateríticos são influenciadas por fatores como clima, geologia, topografia e o grau de intemperismo. No entanto, devido à variação estrutural dos solos, as propriedades tradicionais nem sempre são adequadas para prever o comportamento dos solos lateríticos (DELGADO, 2007).

A problemática de classificar solos tropicais, nos quais o processo de laterização é determinante para as propriedades mecânicas, está relacionada à incapacidade das classificações existentes em prever seu comportamento em contato com a água. Para compreender o desempenho de um solo em pavimentos, é essencial avaliar aspectos como a expansão em presença de água, a resiliência às deformações elásticas causadas pelo tráfego, a coesão para garantir boa trabalhabilidade e a manutenção das características obtidas durante a compactação (FARIAS, 2023).

As limitações nas classificações decorrem, em parte, da dificuldade em obter resultados consistentes nos ensaios de limites de *Atterberg*, devido à decomposição de materiais primários, partículas finas fortemente agregadas e forças de ligação variadas em concreções. Assim, as classificações tradicionais frequentemente não refletem o comportamento real dos solos lateríticos ou saprolíticos. Na classificação TRB, solos classificados como A-7-5 podem, dependendo de sua origem, atuar como excelentes ou péssimos subleitos. Da mesma forma, solos do grupo A-4 com comportamento laterítico podem ser utilizados com sucesso em bases de pavimentos, enquanto solos saprolíticos do mesmo grupo geralmente apresentam desempenho inferior. Solos saprolíticos compactados na energia Proctor Normal podem apresentar CBR em torno de 3%, enquanto solos lateríticos, nas mesmas condições, alcançam valores superiores a 30% e, com energia intermediária, mais de 80% (VILLIBOR, 1981; VILLIBOR *et al.*, 2009; GUIMARÃES *et al.*, 2018).

O comportamento mecânico dos solos lateríticos está ligado às suas propriedades mineralógicas e físicas. Por isso, o desenvolvimento de um sistema de classificação específico para esses solos, que considere as condições ambientais de climas tropicais úmidos, é crucial para prever seu uso em pavimentos de baixo custo utilizando maior proporção de solos locais (LIMA, 2013).

A elaboração de um sistema de classificação adequado para solos lateríticos representa um desafio significativo, dada a complexidade inerente a esses materiais. Tal sistema deve incorporar, necessariamente, o "processo de laterização" e as propriedades mecânicas resultantes de suas composições químicas específicas (RODRIGUES *et al.*, 2010). Com base em experiências práticas e estudos realizados em países como Brasil, Portugal, França, Índia e Austrália, Rodrigues *et al.* (2010) desenvolveram o Sistema Universal de Classificação de Solos Lateríticos (SUCSL). Essa metodologia propõe uma análise abrangente da influência da textura, granulometria e composição mineralógica na estabilidade e na classificação desses solos, visando sua aplicação em pavimentos de baixo custo.

A proposta considera a composição química e a gênese dos solos lateríticos como fundamentos essenciais. Ensaio convencionais de análise química, Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), Fluorescência de Raios X (FRX) e Difração de Raios X (DRX) são utilizados para identificar os minerais

constituintes. Com base na composição química e na granulometria (diâmetro de 80 μm e 2 mm), os solos são classificados como Solos Lateríticos Pedregulhosos (SLP), Solos Lateríticos Arenosos (SLA) e Solos Lateríticos Finos (SLF). Subdivisões baseadas nos ensaios de adsorção de azul de metileno, limite de retração, coeficientes de degradabilidade, friabilidade e fragmentabilidade e o CBR são os ensaios que determinam a classificação final dos solos.

A Figura 3 apresenta o diagrama do Sistema Universal de Classificação de Solos Lateríticos.

Figura 3: Sistema Universal de Classificação de Solos Lateríticos (SUCSL).

SOLOS LATERÍTICOS Composição Química e Gênese															
Passante na peneira 80µm (nº 200) ≤ 30%										Passante na peneira 80µm (nº 200) > 30%					
Passante na peneira 2 mm (nº 10) ≤ 30%					Passante na peneira 2 mm (nº 10) > 30%										
SOLOS LATERÍTICOS PEDREGULHOSOS (SLP)					SOLOS LATERÍTICOS ARENOSOS (SLA)					SOLOS LATERÍTICOS FINOS (SLF)					
FR ≤ 7% & DG ≤ 7%		FR > 7% ou DG > 7%		FR > 7% & DG > 7%	VA ≤ 1,50g/100g				VA > 1,50g/100g	VA ≤ 3,00g/100g				VA > 3,00g/100g	
					FS ≤ 60%		FS > 60%	LR ≥ 20%		LR < 20%					
CBR ≥ 60%	CBR < 60%	CBR ≥ 30%	CBR < 30%		LR ≥ 15%			LR < 15%		CBR ≥ 10%	CBR < 10%	CBR ≥ 10%	CBR < 10%		
					CBR ≥ 30%	CBR < 30%		CBR ≥ 30%		CBR < 30%					
SLP ₁	SLP ₂	SLP ₃	SLP ₄	SLP ₅	SLA ₆	SLA ₇	SLA ₈	SLA ₉	SLA ₁₀	SLA ₁₁	SLF ₁₂	SLF ₁₃	SLF ₁₄	SLF ₁₅	SLF ₁₆
NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				
BASE [ξ ≤ 1,00%] [MR ≥ 300 MPa → N ≥ 10 ⁶] [MR ≥ 400 MPa → N ≥ 10 ⁷]					BASE [ξ ≤ 1,00%] [MR ≥ 300 MPa → N ≥ 10 ⁶] [MR ≥ 400 MPa → N ≥ 10 ⁷]					BASE [ξ ≤ 1,00%] [MR ≥ 300 MPa → N ≥ 10 ⁶] [MR ≥ 400 MPa → N ≥ 10 ⁷]					
NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				
SUB-BASE [ξ ≤ 1,50%] [MR ≥ 200 MPa]					SUB-BASE [ξ ≤ 1,50%] [MR ≥ 200 MPa]					SUB-BASE [ξ ≤ 1,50%] [MR ≥ 200 MPa]					
					NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				
					REFORÇO DO SUBLEITO [MR ≥ 100 MPa]					REFORÇO DO SUBLEITO [MR ≥ 100 MPa]					
Observações:															
N = Número equivalente de operações do eixo padrão de 8,2 tf, DG = Coeficiente de Degradabilidade; FR = Coeficiente de Fragmentabilidade; FS = Coeficiente de Friabilidade; LR = Limite de retração/contração; VA = Valor de adsorção de Azul de Metileno; CBR = Índice de Suporte Califórnia; ξ = Expansão.															

Fonte: Adaptado de Farias, 2023.

De acordo com Araújo (2022) e Ndiaye (2013), os parâmetros podem ser descritos da seguinte forma:

- Adsorção de azul de metileno (VA): Este parâmetro quantifica a capacidade de adsorção do azul de metileno nas superfícies externas e internas das partículas do solo, servindo como indicador do grau de argilosidade e da área superficial específica do material. Valores mais elevados de VA estão associados a solos com maior teor de argila e, conseqüentemente, maior capacidade de interação química e física com água e outros compostos.
- Limite de retração/contração (LR): Corresponde ao teor de umidade no qual o solo deixa de sofrer redução volumétrica ao perder água, marcando a transição entre os estados sólido e semi-sólido. Define o ponto em que a umidade residual preenche os vazios da amostra, permitindo avaliar o comportamento de solos compactados sob condições de variação de umidade. Este parâmetro é particularmente relevante em regiões tropicais, onde a secagem intensa pode induzir fissuras e trincas devido às propriedades retráteis do solo.
- Coeficiente de degradabilidade (DG): Refere-se à alteração das propriedades geotécnicas de materiais rochosos após sua extração, influenciada por fatores climáticos, hidrogeológicos e mecânicos, como ciclos de umedecimento e secagem, congelamento e descongelamento, e tensões aplicadas. A degradabilidade resulta em uma redução progressiva das características mecânicas e geométricas das rochas, afetando sua performance em estruturas geotécnicas.
- Coeficiente de fragmentabilidade (FR): Este coeficiente avalia a evolução granulométrica de materiais rochosos desde sua extração até sua utilização final, podendo continuar durante a vida útil da estrutura. A fragmentabilidade está relacionada à incapacidade da rocha de manter sua integridade estrutural frente às tensões mecânicas aplicadas durante a instalação e o serviço da estrutura, resultando em alterações significativas em sua composição granulométrica.
- Coeficiente de friabilidade das areias (FS): Representa a susceptibilidade das areias à fragmentação sob carregamento externo. Solos com alto FS tendem a se desagregar facilmente em partículas menores, o que pode comprometer sua resistência e estabilidade em aplicações geotécnicas.
- CBR (Índice de Suporte California): Este ensaio mede a resistência do solo à penetração de um pistão padrão em uma amostra compactada, comparando-a com a resistência de um material de referência. O CBR é amplamente utilizado para avaliar a capacidade de suporte de solos em projetos de pavimentação, fornecendo indicadores de desempenho mecânico.

Na classificação proposta, considera-se solo laterítico fino aquele cuja fração passante pela peneira nº 200 é superior a 30% em relação à massa inicial ensaiada. Os solos que apresentam percentual passante igual ou inferior a esse limite são classificados como solos lateríticos granulares, e se subdividem em dois grupos: solo laterítico pedregulhoso (SLP), quando a fração passante na peneira de nº 10 é igual ou inferior a 30%, e solo laterítico arenoso (SLA), quando esse percentual é superior a 30%.

Uma vez definido o grupo a que pertence o solo, deve-se dar prosseguimento à caracterização. No caso dos solos lateríticos pedregulhosos (SLP), a principal preocupação está na resistência mecânica das partículas, especialmente das concreções lateríticas, característica essa avaliada por meio do coeficiente de fragmentabilidade (FR) e do coeficiente de degradabilidade (DG). Os valores obtidos para esses coeficientes são analisados em relação ao limite de 7%.

- Se os dois coeficientes forem inferiores ou iguais a 7%, os solos lateríticos pedregulhosos são classificados como de boa qualidade. O valor do índice CBR permite distinguir duas subclasses: SLP1, quando o CBR for maior ou igual a 60%, e SLP2 no caso do CBR menor que 60%;
- Se apenas um dos coeficientes for inferior a 7%, os solos lateríticos pedregulhosos são considerados como de fraca qualidade. O CBR distingue duas subclasses: SLP3 se CBR for superior ou igual a 30% e SLP4 se CBR menor que 30%;
- Se ambos os coeficientes forem maiores que 7%, os solos lateríticos pedregulhosos são considerados de fraca qualidade e de subclasse 5 (SLP5).

A classificação dos solos lateríticos arenosos (SLA) inicia-se com a avaliação da atividade da fração fina do material, determinada pelo valor de adsorção de azul de metileno (VA). Com base nesse parâmetro, os solos são categorizados em duas classes principais: siltosos, quando $VA \leq 1,5 \text{ g/100g}$, e argilosos, quando $VA > 1,5 \text{ g/100g}$. Solos com VA superior a $1,5 \text{ g/100g}$ são diretamente classificados como SLA11. Para solos siltosos ($VA \leq 1,5 \text{ g/100g}$), a caracterização prossegue com a análise de parâmetros adicionais, como o coeficiente de friabilidade (FS), o limite de retração/contração (LR) e o CBR.

Quando o coeficiente de friabilidade (FS) excede 60%, o solo é classificado como muito friável e enquadrado na subclasse SLA10. Para solos com $FS \leq 60\%$, a classificação é refinada por meio da avaliação do limite de retração/contração (LR), comparado ao valor de referência de 15%.

- Se o LR for inferior a 15%, duas subclasses são distinguidas pelo índice CBR: SLA8 se CBR maior ou igual a 30% e SLA9 se CBR menor que 30%;
- Se o LR for maior ou igual a 15%, também duas subclasses são distinguidas pelo índice CBR: SLA6 se CBR maior ou igual a 30% e SLA7 se CBR menor 30%.

Para os solos lateríticos finos (SLF), o valor de azul de metileno (VA) permite diferenciar os solos finos em siltosos, onde VA menor ou igual a $3,0 \text{ g/100g}$ e argilosos, em que VA maior que $3,0 \text{ g/100g}$. No segundo caso o solo é classificado como SLF16.

Para os solos lateríticos finos siltosos, prossegue-se com a caracterização da fração fina do solo por meio do limite de retração/contração, que é comparado ao valor de 20%.

- Se o LR for inferior a 20%, duas subclasses são diferenciadas pelo CBR: SLF14 se CBR maior ou igual a 10% e SLF15 se CBR menor que 10%;
- Se o limite de contração for maior ou igual a 20%, tem-se as seguintes subclasses: SLF12 se CBR maior ou igual a 10% e SLF13 se CBR menor que 10%.

A necessidade de tratamentos específicos surge quando os parâmetros de classificação excedem os limites estabelecidos. Adicionalmente, recomenda-se a realização de análises mecanístico-empíricas para complementar a avaliação do desempenho estrutural e funcional, considerando condições reais de tráfego e modelagem das estruturas.

O tratamento dos solos visa viabilizar sua utilização por meio de métodos de estabilização granulométrica ou adição de ligantes hidráulicos, como cal ou cimento. Esses tratamentos conferem ao material propriedades físicas e mecânicas adequadas às solicitações de tráfego, melhorando parâmetros como plasticidade, resistência, durabilidade e capacidade de suporte. A escolha do estabilizante depende da natureza do solo: a cal é geralmente indicada para solos lateríticos finos ou arenosos siltsos, enquanto o cimento é mais adequado para solos lateríticos pedregulhosos ou arenosos (DANTAS, 2019).

A eficácia dos tratamentos depende de fatores como a quantidade de estabilizante, o método de aplicação (tempo e forma de cura, compactação da mistura etc.) e as características intrínsecas do solo. As modificações promovidas pela estabilização incluem alterações na plasticidade, granulometria, variações volumétricas, pressão de expansão, características de compactação, dureza, permeabilidade e sucção, garantindo que o material atenda aos requisitos de desempenho exigidos para a estrutura rodoviária.

2.5. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Para a execução de pavimentos, os materiais devem atender a alguns critérios, que condizem com a camada em que serão empregados. Por vezes, o solo da região não atende aos requisitos, sendo assim necessário promover melhorias nas suas características.

A estabilização de solos, contudo, envolve fatores de diferentes áreas da engenharia, e deve ser levado em consideração não apenas a melhoria no desempenho dos solos, mas também a logística, disponibilidade do estabilizante, custos e impactos ambientais.

Em termos gerais, a estabilização de solos pode ser definida como a alteração de qualquer propriedade do solo com o objetivo de melhorar seu comportamento sob o ponto de vista da engenharia. De forma mais específica, consiste em aplicar um fator estabilizante ao solo para modificar suas propriedades físicas e mecânicas, tornando-o adequado para atender às exigências de um projeto. Esse fator estabilizante pode ser representado por aditivos químicos, materiais granulares ou até mesmo pela aplicação de energia dinâmica (GONDIM, 2008).

De modo geral, as técnicas de estabilização empregadas na composição de camadas de pavimento visam aprimorar propriedades mecânicas do solo, como redução da expansibilidade e da compressibilidade, aumento da durabilidade e melhoria da permeabilidade. É importante ressaltar que os processos de estabilização nem sempre conseguem melhorar todas as propriedades do solo simultaneamente. Para tanto, há uma diversidade de materiais na indústria que são usados como estabilizantes, como a cal hidratada, o cimento, polímeros e resíduos das mais diversas atividades (FARIAS, 2023; PATRÍCIO 2015).

2.5.1. TIPOS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLO

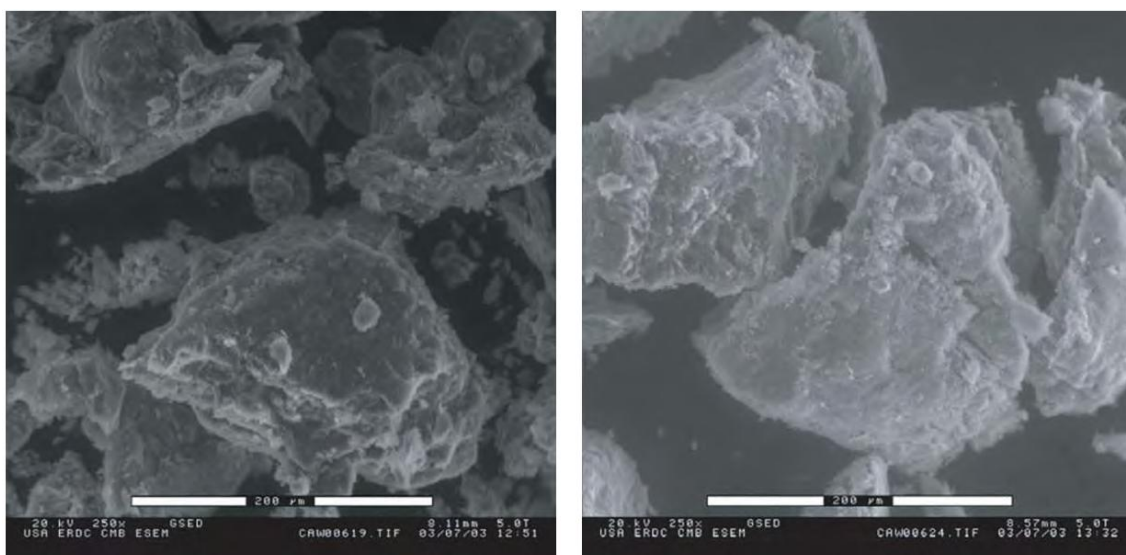
2.5.1.1. ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA

A estabilização química é amplamente utilizada para melhorar a resistência e a durabilidade dos solos lateríticos. Materiais como cimento, cal e aditivos poliméricos são frequentemente empregados:

- **Cimento:** O cimento é um ligante hidráulico, cuja ativação ocorre exclusivamente quando entra em contato com a água. Esse processo de ativação permite que o cimento ligue o solo como uma cola. O solo pode sofrer algum ressecamento devido à necessidade de utilizar a água presente no solo. De acordo com Lucena (2012), a ação cimentante nos grãos do solo ocorre através de reações de hidratação e hidrólise, que estabelecem ligações químicas entre o cimento e a superfície rugosa dos grãos do solo, sendo mais eficaz quanto maior for o número de pontos de contato entre o solo e as partículas de cimento. Os principais pontos fortes da estabilização com cimento são o baixo custo inicial e a alta durabilidade. Esta técnica é indicada para base e sub-base de pavimentos flexíveis, peças pré-moldadas de concreto e sub-base de pavimentos de concreto. Na estabilização com cimento, são consideradas variáveis importantes: (i) teor de cimento; (ii) tipo de solo; (iii) condições de densificação, que incluem teor de umidade da mistura, grau de compactação, grau de homogeneidade e condições de cura. O cimento é um dos estabilizantes mais eficazes para solos lateríticos. Ele promove reações pozolânicas que aumentam a resistência à compressão simples e ao cisalhamento. Freitas (2018) demonstrou que a adição de cimento pode melhorar significativamente o módulo de resiliência desses solos.
- **Cal:** A cal é um aglomerante composto predominantemente por óxidos de cálcio (CaO) ou óxido de magnésio (MgO), resultantes da calcinação de rochas calcárias, como calcitas e dolomitos. Sob altas temperaturas, o calcário calcítico forma CaO, enquanto os calcários dolomíticos geram CaO e MgO, estágio em que são denominados cal virgem. A reação da cal virgem com água resulta na formação de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2), conhecida como cal hidratada. Em pavimentação rodoviária, a cal mais frequentemente utilizada é a hidratada, devido à sua facilidade de uso. De acordo com Azevêdo (2010), apesar de a cal virgem possuir maior teor de CaO e MgO e menor custo comercial, seu manuseio requer cuidados com a segurança dos trabalhadores. Segundo Batalione (2007), a adição de cal ao solo traz diversos benefícios e modificações em seu comportamento, tais como: redução da plasticidade, expansão e contração; diminuição da massa específica; aumento da umidade ótima, resistência mecânica, rigidez e durabilidade. A cal é especialmente eficaz em solos argilosos, promovendo a redução da plasticidade e o aumento da rigidez. Lovato (2004) observou que solos lateríticos estabilizados com cal apresentam comportamento mecânico superior, incluindo maior resistência à tração.

- **Aditivos Poliméricos:** Os aditivos poliméricos têm ganhado destaque como estabilizantes devido à sua versatilidade. Patricio (2015), em seu estudo, apontou que a utilização de polímeros melhora a resistência ao desgaste e à compressão, além de reduzir a suscetibilidade à umidade. O estabilizante polimérico reveste as partículas do solo, formando ligações físicas quando a água presente na emulsão evapora. A capacidade de revestir adequadamente as partículas de solo é o que define a melhoria na resistência. Para os solos finos, por possuírem alta área superficial, a estabilização com emulsão polimérica pode ser menos eficaz do que para solos granulares (TINGLE *et al.*, 2007). Estudos como os de Santoni *et al.* (2002), Santoni *et al.* (2005) e Newman *et al.* (2005) observaram que os solos estabilizados com polímero tiveram melhoria significativa na resistência tanto para 7 quanto para 28 dias de cura. Para Newman *et al.* (2005), o solo estabilizado com polímero para 7 dias de cura apresentou ganhos de resistência compatível com os ganhos apresentados para um mesmo material estabilizado com cimento após 28 dias de cura. Em sua pesquisa, Santoni *et al.* (2005) adicionou também aos solos estabilizados com polímero pequenas porcentagens de Cimento Portland (CP-I). Os relatos apontam que a água presente na emulsão polimérica teve participação na hidratação do cimento, que conferiu resistência inicial na mistura, enquanto o polímero residual agregou ductilidade ao solo estabilizado. A Figura 4 apresenta uma partícula de caulinita antes e após o melhoramento com polímero.

Figura 4: Microscopia Eletrônica de Varredura de partículas de caulinita antes e após o melhoramento do polímero.



Fonte: Tingle *et al.* (2007).

2.6. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS SOLOS

A realização de uma análise mecanística de um pavimento consiste em determinar as respostas estruturais com base nos princípios da Mecânica. As tensões, deformações e deslocamentos são

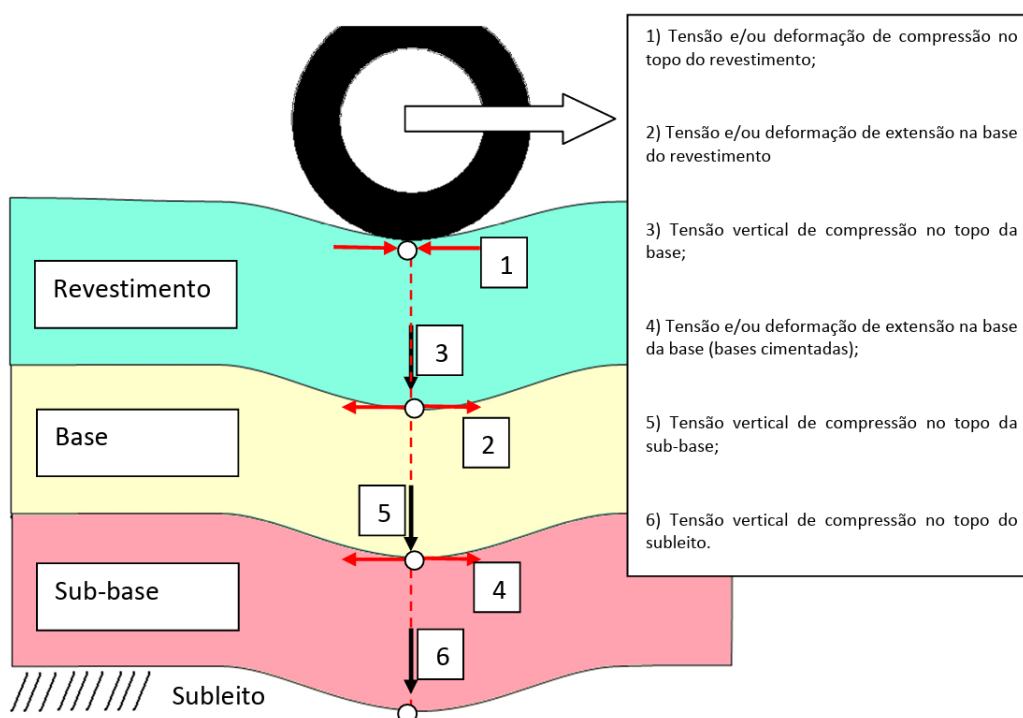
calculados levando em consideração as propriedades dos materiais constituintes, a geometria da estrutura, as condições de contorno e o carregamento aplicado.

Em estruturas estratificadas, como os pavimentos, é fundamental calcular as respostas estruturais específicas, uma vez que estão associadas a fenômenos de degradação em pavimentos flexíveis.

Essas variáveis podem ser utilizadas como parâmetros no processo de dimensionamento do pavimento: ao determinar limites, é possível minimizar ou até evitar a ocorrência de fenômenos de degradação ao longo da vida útil projetada da estrutura.

A aplicação da carga sobre a superfície do pavimento resulta em solicitações significativas em pontos específicos da estrutura. Tais solicitações devem ser monitoradas tanto quantitativamente quanto qualitativamente nas simulações de comportamento do pavimento, a fim de compreender como as patologias podem se manifestar e evoluir. Enquanto as fissuras por retração e os problemas de erosão podem ser minimizados com a escolha adequada de materiais e dosagem de ligantes, as fissuras por fadiga ocorrem com a acumulação gradual de danos ao longo do tempo devido à aplicação repetitiva de cargas de tráfego (BISWAL *et al.*, 2020; GRAEFF & BARELLA, 2010). A Figura 5 ilustra o comportamento das camadas de um pavimento flexível e as solicitações a que ele é submetido durante o tráfego.

Figura 5: Solicitações a que o pavimento flexível é submetido durante o tráfego.



Fonte: Graeff & Barella (2010).

As tensões e deformações de extensão na base do revestimento e na camada de base, na Figura 5 indicadas como (2) e (5) estão diretamente ligadas ao trincamento por fadiga dos revestimentos. As tensões verticais de compressão no topo das camadas de base, sub-base e subleito (pontos 3, 5 e 6 da Figura 5)

estão associadas à deformação permanente destas camadas, e a tensão de compressão no topo do revestimento (1) é associada à deformação permanente devido ao revestimento (GRAEFF & BARELLA, 2010).

Para conhecimento adequado do desempenho da estrutura, deve-se ter conhecimento do valor do módulo da camada imediatamente inferior à camada de revestimento. Isto se dá porque uma alta razão entre os módulos do revestimento e da base é um dos fatores de maior influência na aceleração da propagação de trincas por fadiga em pavimentos flexíveis (BISWAL *et al.*, 2020; GRAEFF & BARELLA, 2010).

Solos lateríticos são normalmente usados como material de base e sub-base granular em seu estado não tratado, sujeito ao cumprimento das especificações estabelecidas pelos órgãos regulamentadores. No entanto, em muitos casos esses solos não atendem às especificações em termos de limite de liquidez, índice de plasticidade e outros parâmetros de resistência e durabilidade e precisam ser tratados com ligantes adequados para uso em camadas estruturais do pavimento (BISWAL *et al.*, 2018).

Os solos lateríticos de granulação fina são reconhecidos como materiais peculiares devido ao seu comportamento distinto, caracterizado por elevados índices de expansão, contração e plasticidade, além de uma sensibilidade acentuada às variações de umidade (PESSOA, 2004). Essas propriedades podem levar a problemas de deterioração não relacionados a falhas de projeto estrutural, mas sim à interação solo-atmosfera. Por exemplo, em períodos de chuvas intensas, o inchamento do solo pode gerar fissuras longitudinais em aterros, enquanto, em períodos de seca, a contração do material pode resultar em fissuras transversais em seções ligeiramente acima do nível natural do solo, devido à tensão de tração (CARVALHO *et al.*, 2015).

Uma solução para mitigar esses problemas é a incorporação de fibras naturais, conforme demonstrado por Sales (2011). Além disso, a adição de cimento tem sido amplamente estudada como método de estabilização. Cunha (1992) observou que o aumento do teor de cimento promove a coesão intergranular por meio da hidratação, reduzindo a contração. No entanto, teores elevados de cimento podem induzir fissuras de contração, comprometendo a resistência do material. George (1968) e Bezerra (1976) constataram que teores de cimento inferiores a 3% reduzem a retração volumétrica, enquanto teores superiores a 5% tendem a aumentá-la, destacando a importância de dosagens equilibradas.

A formação de fissuras e trincas em bases de solo-cimento é um fenômeno comum, associado à retração térmica durante a hidratação do cimento e à perda de umidade. A severidade dessas fissuras depende das características do solo, sendo mais pronunciada em solos coesivos e argilosos, que podem refletir trincas na camada de rolamento (SANBONSUGE, 2013). Balbo (2007) e Pitta (1985) corroboram que solos argilosos tratados com cimento apresentam retração mais lenta e prolongada em comparação com solos granulares, com a fração argilosa ($<0,002$ mm) e o tipo de argila (especialmente a montmorilonita) influenciando significativamente o comportamento retrátil. A compactação com teor de umidade ligeiramente inferior ao ótimo é recomendada para minimizar a retração.

A estabilização econômica de solos com cimento requer a presença de uma fração arenosa, uma vez que solos com alto teor de argila demandam maiores quantidades de cimento, aumentando custos e retração (BERNUCCI *et al.*, 2022). Tan *et al.* (2020) investigaram o uso de cal e caulim, observando que 5% de cal reduziu a retração e aumentou a resistência de um solo laterítico.

Mengue *et al.* (2017) verificaram que a adição de 6% de cimento proporcionou desempenhos mecânicos adequados, permitindo a utilização de solos lateríticos finos em camadas de base e sub-base de pavimentos. A melhoria na capacidade de suporte é atribuída à hidratação do cimento e à formação de compostos do tipo C-S-H (silicatos de cálcio hidratados). Portelinha *et al.* (2012) destacaram que teores de 2% a 3% de cal ou cimento são suficientes para melhorar a trabalhabilidade e a resistência mecânica de solos lateríticos, com aplicações eficientes em bases de pavimentos flexíveis.

Embora a resistência à compressão simples seja o parâmetro mais utilizado para avaliar materiais estabilizados, propriedades como resistência à flexão e à tração indireta também são críticas para o desempenho estrutural. Essas propriedades aumentam com o teor de cimento ou cal e com o tempo de cura (LOVATO, 2004; MENGUE *et al.*, 2017; TAN *et al.*, 2020). Cunha (1992) e Mengue *et al.* (2017) observaram que solos lateríticos estabilizados com 3% a 6% de cimento apresentam valores de CBR significativamente elevados, passando de 15%-27% para mais de 160% quando compactados no teor de umidade ótima no ramo seco. Esses resultados reforçam a viabilidade técnica e econômica da estabilização de solos lateríticos para aplicações em pavimentação.

2.6.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O conceito de resiliência, introduzido por Francis Hveem em 1955, trouxe contribuições importantes para a compreensão do fenômeno de deformação causado pela passagem de veículos sobre pavimentos. A resiliência refere-se à capacidade de um material de não reter deformações após a remoção das cargas, estando diretamente associada à energia armazenada durante a deformação elástica e liberada quando a tensão aplicada é removida (SANTOS, 2003; PASCOAL, 2023).

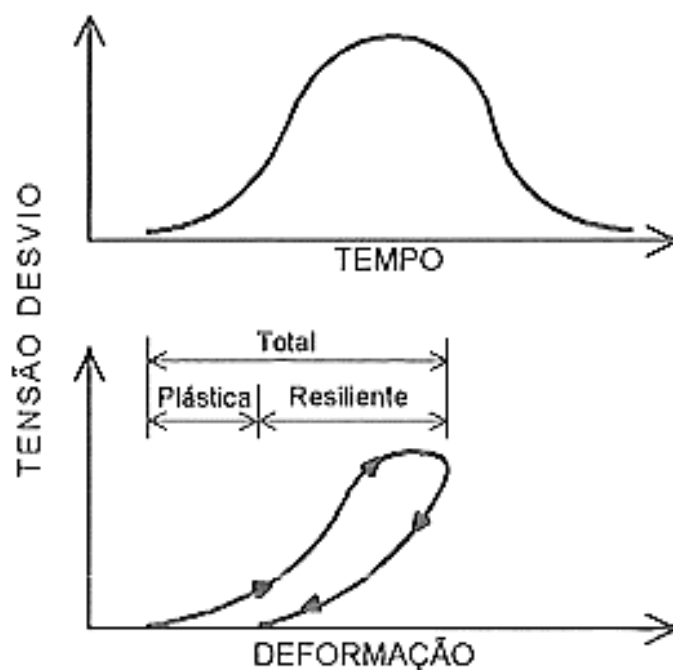
Hicks e Monismith (1971) desenvolveram os primeiros modelos representativos do módulo de resiliência para solos granulares, relacionando esse parâmetro com a tensão confinante ou com a soma das tensões principais (invariante de tensões), com base em resultados de ensaios triaxiais cíclicos. Eles observaram que o módulo de resiliência exibe comportamento não-linear quando há variação no estado de tensões atuantes em um determinado momento. Essas variações são influenciadas por fatores como a estrutura da seção transversal, a composição granulométrica, o peso específico, a umidade dos materiais, a energia, o grau e o tipo de compactação do solo, além de carregamentos externos (HICKS e MONISMITH, 1971; UZAN, 1985; RODRIGUES, 1997).

O guia da AASHTO para o Projeto de Estruturas de Pavimentos já destacava, em 1986, a importância do módulo resiliente do subleito como um parâmetro fundamental, uma vez que a deformação do conjunto de camadas do pavimento é influenciada pelas deformações individuais de cada camada. Em estudos realizados por Elliot e Thornton (1988), observou-se que, ao analisar o comportamento de uma seção de

pavimento sob tráfego, existe um limite para o aumento das tensões-desvio e deformações. Após atingir esse limite, mesmo que a tensão-desvio fosse reduzida a zero, apenas uma parte da deformação era recuperada.

Esse comportamento, ilustrado na Figura 6, mostra que a deformação é composta por duas partes: uma porção plástica (permanente) e uma resiliente. O módulo de resiliência e o módulo de elasticidade têm conceitos semelhantes, pois ambos se baseiam na teoria da elasticidade e na relação entre tensão e deformação. No entanto, diferem principalmente porque o módulo de resiliência está associado à aplicação de carregamentos cíclicos, enquanto o módulo de elasticidade não possui essa característica (PONTE et al., 2014; SANTOS, 2003).

Figura 6: Relação tensão-deformação em camadas de pavimentos.



Fonte: Elliot & Thornton, 1988.

A deformação resiliente nas camadas de suporte de pavimentos está diretamente relacionada à formação de trincas por fadiga, o que compromete a durabilidade da estrutura sob flexões repetidas (MEDINA e MOTTA, 2015). Portanto, para avaliar o desempenho da camada de suporte em relação ao módulo de resiliência, é essencial compreender os materiais, as variáveis influenciadoras e as metodologias de obtenção desse parâmetro.

As normas AASHTO T-274-82 (1986), T-292-92I (1992), TP-46-94 (1996) e DNIT-ME 131/94 (1994) recomendam o uso do ensaio triaxial dinâmico para determinar o módulo de resiliência. Para garantir dados consistentes, é necessário considerar variáveis como o estado de tensões, o peso específico de

compactação, a distribuição granulométrica, as dimensões máximas das partículas, o tempo e a frequência de carregamento, entre outras (FRANCO, 2007).

Entre as abordagens matemáticas para modelar o comportamento resiliente de materiais granulares em estruturas de pavimentos, o modelo composto, derivado da abordagem clássica ($k-\theta$), tem se destacado por considerar a influência da tensão-desvio e da pressão atmosférica no invariante de tensões (LEKARP et al., 2000a). Segundo Franco (2007), o modelo composto adotado na COPPE permite caracterizar o comportamento de diferentes tipos de materiais, sejam granulares ou argilosos, por meio da determinação dos coeficientes de regressão k_2 e k_3 presentes na Equação 1.

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (1)$$

onde,

- k_1, k_2, k_3 – coeficientes de regressão
- σ_3 – tensão confinante
- σ_d – tensão desvio

Viana (2007) estudou o comportamento resiliente de 44 amostras de solos tropicais grossos do interior do Estado de São Paulo, dos quais 27 possuíam comportamento laterítico e 17 não-laterítico com o objetivo de relacionar o MR destes tipos de solos com suas propriedades, variando a energia de compactação utilizada. O autor concluiu que regressões não-lineares múltiplas não se relacionaram com o módulo de resiliência de forma clara, uma vez que as equações não foram capazes de selecionar as variáveis explicativas (propriedades do solo) mais importantes para a relação com o MR.

A avaliação do comportamento de solos tropicais finos e lateríticos, especialmente aqueles classificados pela metodologia MCT como LA' (solo arenoso laterítico de graduação fina), tem sido objeto de estudo para aplicações em infraestruturas de transporte. Souza, Coutinho e Motta (2021) investigaram esses solos compactados em condições não saturadas, obtendo módulos de resiliência (MR) médios variando entre 400 e 690 MPa. Os modelos de MR universal, de tensão-desvio e composto apresentaram coeficientes de determinação (R^2) superiores a 0,8, indicando boa precisão na previsão do comportamento desses materiais. Esses resultados destacam a importância de considerar o estado de tensões na avaliação do desempenho mecânico dos solos.

No contexto da estabilização de solos, a adição de agentes como cal e cimento tem sido amplamente estudada. Mohammad & Saadeh (2008) observaram que a estabilização com 10% de cal aumentou o módulo de resiliência (MR) em 225% a 325% em comparação ao solo não tratado. Além disso, verificou-se que a tensão confinante exerce influência significativa no MR, com valores crescentes à medida que a tensão confinante aumenta. Esse comportamento é mais pronunciado em solos estabilizados com cal, que

passam a apresentar características semelhantes a solos granulares devido às reações químicas imediatas entre a cal e o solo.

Para solos estabilizados com cimento, os ganhos no módulo de resiliência são ainda mais expressivos. Segundo Mohammad & Saadeh (2008), o aumento percentual do MR em solos tratados com cimento variou de 1000% a 1500% em relação ao solo não tratado, superando o desempenho de solos estabilizados com cal. No entanto, a formação de trincas de retração em solos finos tratados com cimento representa uma preocupação significativa, especialmente quando utilizados em camadas de pavimento. Lima *et al.* (1993) explicam que, em solos granulares, o cimento promove ligações intergranulares que aumentam a coesão, enquanto em solos finos, as partículas de cimento atuam como núcleos, floculando o material e formando regiões cimentadas. Solos arenosos são mais economicamente viáveis para esse tipo de estabilização, uma vez que o teor de cimento necessário aumenta proporcionalmente ao teor de argila.

Jose *et al.* (2022) destacam que o aumento da dosagem de cimento reduz as deformações resilientes, com efeitos mais pronunciados em condições de compactação modificada em comparação à compactação normal. Por exemplo, ao mudar da energia de compactação Proctor Normal para Modificado, as deformações reduziram em 18%, 2% e 3,2% para materiais arenosos não tratados, tratados com 2% e 3% de cimento, respectivamente. Esse estudo também revela que, embora maior energia de compactação reduza as deformações, seu efeito diminui à medida que o teor de cimento aumenta.

Em relação aos modelos de regressão, o modelo composto destaca-se por considerar tanto a tensão de desvio, responsável pelas deformações angulares, quanto a tensão de confinamento, que influencia as deformações volumétricas (PASCOAL, 2020; FREITAS *et al.*, 2020). Essa abordagem é particularmente relevante para solos lateríticos, cujo comportamento varia significativamente com o estado de tensões. Em solos lateríticos finos, o MR tende a diminuir com o aumento da tensão de desvio, uma vez que as forças eletromagnéticas entre partículas coesivas são superadas por deformações cisalhantes. Por outro lado, em solos lateríticos grossos, o MR aumenta com a tensão de confinamento, devido ao maior atrito entre partículas, enquanto a influência da tensão de desvio é menos significativa. A cimentação natural resultante do processo de laterização reduz a dependência do MR em relação ao estado de tensões, ao mesmo tempo em que aumenta seu valor absoluto e a resistência do material (DNIT, 2006; SERRA *et al.*, 2020).

Em síntese, a estabilização de solos com cal e cimento oferece ganhos significativos no módulo de resiliência, embora cada método apresente desafios específicos, como a formação de trincas em solos finos tratados com cimento. A escolha do método de estabilização e a dosagem adequada dependem das características do solo, do estado de tensões e das condições de compactação, reforçando a necessidade de modelos preditivos abrangentes para otimizar o desempenho desses materiais em aplicações de infraestrutura.

2.6.2.FADIGA DE SOLOS

De acordo com Biswal *et al.* (2020), na Índia foi necessária a utilização de solo laterítico granular estabilizado para a execução de milhares de quilômetros de rodovia. Embora existam estudos sobre as

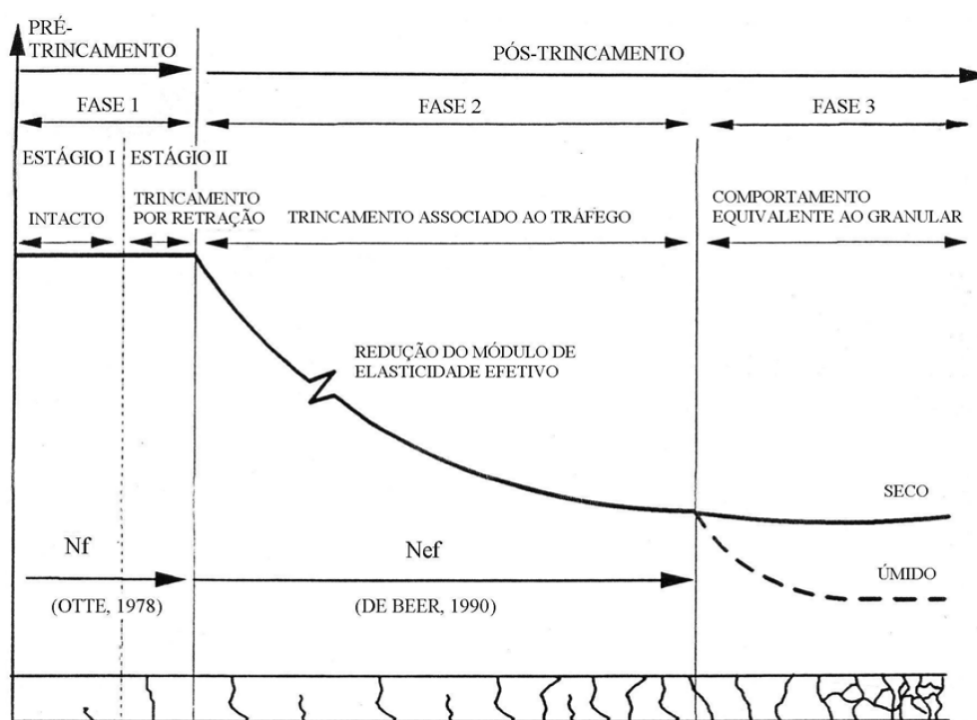
propriedades de resistência de solos lateríticos estabilizados, há uma lacuna no conhecimento sobre suas características de fadiga.

Cargas estáticas produzem nos materiais trincas que crescem continuamente com o aumento gradativo da carga aplicada. Cargas cíclicas, no entanto, os danos se propagam de forma diferente. Para a fase de carregamento há aumento do dano, enquanto na fase de descarregamento o dano se mantém constante, não sendo considerada a ação do *healing* (VENSON, 2015).

O conceito de fadiga é definido pelo DNIT (2021) como a “redução da resistência de um material sob carregamento repetido, de magnitude inferior à sua resistência sob o carregamento estático”. Este carregamento repetitivo resulta na ruptura dos materiais, ainda que sejam aplicados valores de tensão mais baixos do que aqueles obtidos na ruptura em ensaios monotônicos. Isto ocorre porque o dano produzido no primeiro ciclo é diferente do dano produzido no segundo ciclo e assim sucessivamente, até que os danos acumulados causem ruptura do material (VENSON, 2015).

Em uma estrutura sujeita a carregamentos cíclicos, são diferenciadas três fases que correspondem ao processo de degradação do material (Figura 7).

Figura 7: Estágios do processo de degradação de uma camada cimentada.



Fonte: Lovato, 2004.

A primeira fase do processo de deterioração do material, denominada “Fase 1” na Figura 7, corresponde ao estágio de pré-trincamento, frequentemente negligenciado em análises. Nessa fase, a camada apresenta um módulo de elasticidade elevado e uma duração relativamente curta. Em seguida, na “Fase 2”, ocorre o desenvolvimento de microfissuras, que promovem a redução do módulo de elasticidade efetivo.

Essa redução é parcialmente atribuída ao efeito da retração, mas principalmente às cargas impostas pelo tráfego. À medida que as microfissuras se propagam e o módulo de elasticidade diminui, as deformações resultantes levam à fragmentação do material. O processo finaliza na “Fase 3”, na qual o material passa a exibir comportamento granular. Essa progressão evidencia a transição do material de um estado contínuo para um estado fragmentado, caracterizado por propriedades mecânicas distintas (LOVATO, 2004).

A norma DNIT-ME 434/2021 determina que a vida de fadiga de um corpo de prova é o número de ciclos de carga correspondente ao critério de ruptura nas condições do ensaio. Para as bases estabilizadas quimicamente, a vida de fadiga é definida pelo volume de tráfego que a camada de base pode suportar antes que o dano observado atinja um valor condicionado.

Métodos de dimensionamento de pavimentos como o de Dimensionamento Mecânico da República Sul-Africana (PATERSON E MAREE, 1994), fundamentam-se na análise dos parâmetros de resposta do pavimento às solicitações do tráfego, como as tensões, deformações e deflexões em cada camada. O Método Sul-Africano assume um modelo de múltiplas camadas com comportamento elástico-linear. Com base nos valores críticos obtidos para cada camada, são definidos critérios de ruptura, que têm por objetivo restringir a ocorrência de trincas, deformações excessivas e esmagamento das camadas do pavimento. O pavimento é analisado de duas formas: considerando o comportamento individual de cada camada, e considerando o pavimento como uma estrutura única (LOVATO, 2004).

As propriedades da fadiga e os parâmetros dos modelos variam de acordo com o tipo de material e o modelo específico de previsão de fadiga utilizado para estimar a vida útil do pavimento (BISWAL et al., 2020). Diversos modelos de fadiga e seus respectivos parâmetros, desenvolvidos por diferentes pesquisadores, estão apresentados na Tabela 1.

Estes modelos podem ser baseados em tensão ou deformação. Para a primeira situação, a vida de fadiga de uma camada estabilizada é expressa como uma função do índice de tensão, enquanto nos modelos baseados em deformação, a vida de fadiga é determinada pela deformação inicial na fibra inferior da camada estabilizada ou pela razão entre a tensão aplicada e a deformação de ruptura.

Tabela 1: Modelos de fadiga desenvolvidos por diferentes pesquisadores.

Referência	Equação do modelo de fadiga	Observações
Modelos de Fadiga baseados em deformação		
Modelo Sul-Africano (FREEME <i>et al.</i> 1982)	$\log N = 9.1 \left[-\frac{d_s \varepsilon_t}{\varepsilon_b} + 1 \right]$	N – Vida de Fadiga; ε_t – Deformação inicial; ε_b – Deformação de ruptura; d_s – Fator que considera a concentração de tensão induzida por fissura de retração.
Modelo de Fadiga da Austroads de 1987 e 1992 (AUSTROADS, 2010)	$N = \left[\frac{k}{\mu \varepsilon} \right]^{18}$	N – Vida de Fadiga; k = 280, 200, 150 para E = 2.000, 5.000, 10.000 MPa respectivamente. $\mu \varepsilon$ – deformação inicial.
Austroads (2012)	$N = RF \left[\frac{113000/E^{0,804} + 191}{\mu \varepsilon_t} \right]^{18}$	RF- Fator de confiabilidade, dependente da confiabilidade do projeto; N – Vida de Fadiga; $\mu \varepsilon_t$ – Deformação inicial; E – Módulo de elasticidade.
Modelos de Fadiga baseados em tensão.		
Modelo Francês (CORTE & GOUX, 1996)	$\log N = \frac{1}{B} \left[\frac{\sigma_t}{\sigma_b} - 1 \right]$	N – Vida de Fadiga; σ_t – Tensão inicial; σ_b – Tensão de ruptura; B – constante de regressão.
Modelo de Fadiga do MEPDG (NCHRP, 2004)	$\log N = \left[\frac{k_3 \beta_{c1} - (\sigma/MOR)}{k_4 \beta_{c2}} \right]$	K_3 e k_4 – constantes de regressão; β_{c1} e β_{c2} constantes de calibração; σ – tensão inicial de flexão; MOR – modulo de ruptura.
Paul <i>et al</i> (2015)	$N_f = 7.75 \times 10^5 - SR \times 9.38 \times 10^5$	Para materiais estabilizados, N – Vida de Fadiga; SR – taxa de tensão aplicada.

Fonte: Adaptado de Biswal *et al.* (2020).

O ensaio de vida de fadiga de camada estabilizada quimicamente realizado no Brasil para a definição do número ciclos é feito por compressão diametral à tensão controlada, sendo a carga aplicada numa frequência de 1Hz (60 ciclos por minuto), com tempo de carregamento de 0,1s e 0,9s de descarregamento. Para este ensaio, é induzida tensão de tração de valor compreendido entre 50% e 90% da resistência à tração por compressão diametral previamente determinada (DNIT, 2021).

As propriedades de fadiga de materiais estabilizados podem ser avaliadas por meio do ensaio de flexão em viga de quatro pontos ou do ensaio de tração indireta por compressão diametral. No entanto, o primeiro método é mais recomendado, pois os gradientes de tensão e deformação gerados em uma camada estabilizada de pavimento são mantidos de forma uniforme, diferentemente do que ocorre no ensaio de tração indireta. Contudo, o ensaio de tração indireta por compressão diametral ainda é o mais difundido, não só por sua fácil execução, mas pelo fato de o equipamento em que o ensaio é realizado poder ser utilizado em outros ensaios.

2.7. MODELAGEM MECANÍSTICO-EMPÍRICA

O método mecanístico de modelagem de pavimentos considera a análise das tensões e deformações e compara as respostas da estrutura proposta com valores de referência e critérios bem definidos e pré-estabelecidos, determinando assim a espessura das camadas. Apesar de ter a vantagem de promover dimensionamento otimizado, baseado no desempenho das camadas, há grande dificuldade na calibração dos modelos, exigindo conhecimento aprofundado sobre o tema.

O método empírico, no entanto, se baseia nas experiências coletadas em campo. Para este método, o ensaio de CBR é fundamental, tendo em vista que foi um ensaio precursor na engenharia de pavimentos. Apesar de ser de simples aplicação, com grande presença de ábacos e tabelas, as estruturas podem ser superdimensionadas e quaisquer alterações exigem o desenvolvimento de um novo modelo, além de não permitir a análise da fadiga.

O Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) foi desenvolvido entre 2015 e 2018, através de uma parceria entre o Instituto de Pesquisa Rodoviária (IPR) do DNIT e o Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), tendo também a colaboração do Centro de Pesquisa da Petrobras (CENPES) e diversas universidades brasileiras (DNIT, 2023).

Trata-se de um método desenvolvido para análise e dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos. Surgiu como uma solução para substituir o método empírico utilizado anteriormente pelo DNIT, com o objetivo de se aprimorar o dimensionamento dos pavimentos aumentando sua vida útil e reduzindo custos (RODRIGUES, 2023).

Para isso, o programa emprega a rotina de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC) para determinar as tensões, deformações e deflexões nas camadas do pavimento, considerando o tráfego previsto ano a ano e os danos acumulados ao decorrer do uso da rodovia. Desta forma, o software permite a inserção de parâmetros dos materiais que compõe a estrutura do pavimento e o carregamento, permitindo

que seja feita análise detalhada do desempenho de cada camada e da estrutura como um todo. Algumas hipóteses, ainda que não sejam totalmente verdadeiras, são consideradas (DNIT, 2023):

- Os materiais são elásticos lineares, isotrópicos e homogêneos;
- A lei de Hooke é válida e o módulo de compressão é semelhante ao módulo de tração;
- As camadas são ilimitadas na direção horizontal;
- Todas as camadas possuem uma espessura finita, com exceção do sub-leito, que é considerado semi-infinito;
- A superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada;
- Na área carregada ocorrem apenas tensões normais;
- A carga aplicada é considerada estática, uniformemente distribuída em toda a área circular de contato;
- A grandes profundidades as tensões e deformações são nulas;
- As condições de aderência na interface das camadas podem variar de totalmente aderida para lisa ou sem aderência.

2.7.1.AVALIAÇÃO DA FADIGA DA CAMADA ESTABILIZADA

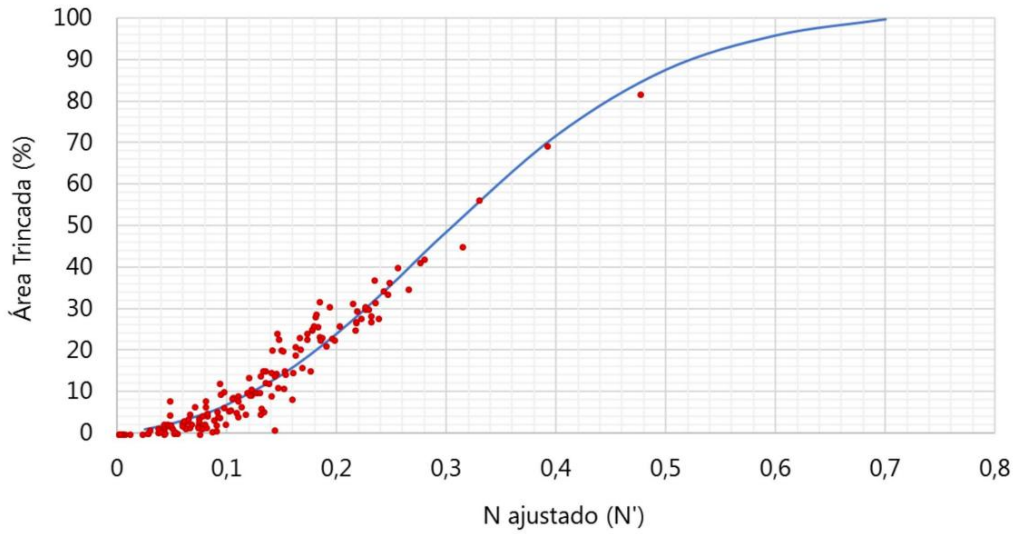
Para descrever a evolução do dano por fadiga em pavimentos asfálticos, o MeDiNa utiliza uma metodologia proposta por Fritzen (2016), que se baseia em ensaios laboratoriais de materiais asfálticos e em uma função de transferência calibrada a partir de observações de campo. A análise elástico-linear é empregada para obter a progressão do dano. Além disso, para garantir o funcionamento adequado do programa, foi necessário estabelecer matematicamente a curva sigmoidal que melhor representa o comportamento da área trincada nos segmentos monitorados. Essa abordagem permite otimizar a previsão de danos em estruturas asfálticas de forma precisa e alinhada com dados experimentais e de campo.

Para todas as seções avaliadas foram utilizados fatores de deslocamento fS aos valores de Número N de repetições do eixo padrão onde havia leituras de área trincada, minimizando o erro entre a curva sigmoidal e a evolução de área trincada, obtendo-se, dessa forma, um valor de Número N ajustado, representado por N' , conforme disposto na Equação 2 a seguir.

$$N' = (N * fS) * 10^{-10} \quad (2)$$

As seções monitoradas por Fritzen (2016) em seu estudo se ajustaram à curva sigmoidal, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,82.$, conforme Figura 8.

Figura 8: Curva sigmoidal.



Fonte: DNIT, 2023

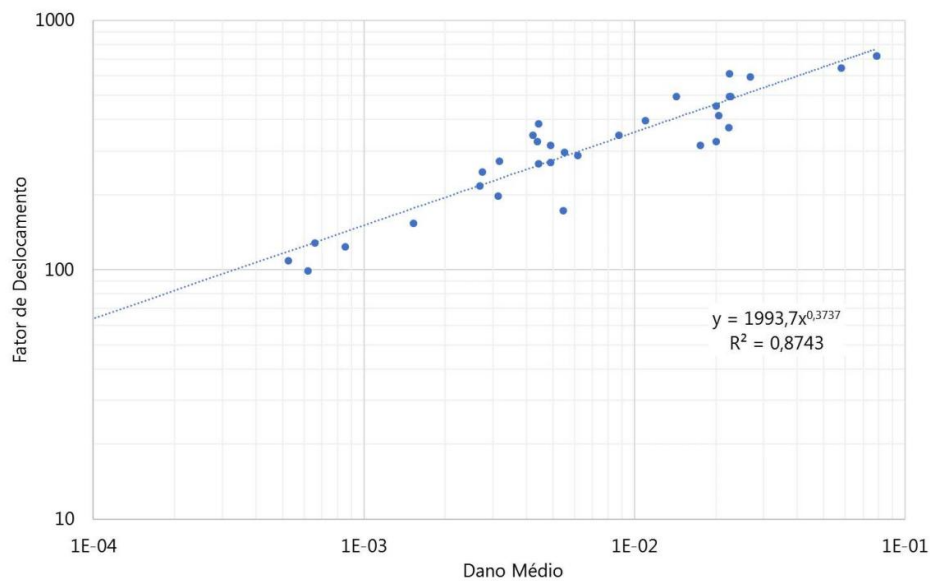
Após a determinação da curva ajustada, procedeu-se à correlação dos dados de área trincada com parâmetros estruturais do pavimento. Seguindo a mesma abordagem metodológica empregada na calibração anterior, os fatores de deslocamento de cada seção foram correlacionados com o dano médio por fadiga estimado. Esse dano foi calculado em uma malha composta por 20 pontos distribuídos ao longo da camada de revestimento asfáltico. Para cada intervalo de tempo analisado, o programa computacional determinou o dano médio distribuído nesses 20 pontos, conforme expresso pela Equação 3:

$$D_{médio} = \frac{1}{20} \sum \left(\frac{1}{N} \right)_{t,c} \quad (3)$$

Uma vez calculado o dano médio, foi possível obter uma função de transferência atualizada, a qual permite converter o dano estimado em uma previsão da área trincada. A função é expressa conforme a Equação 4 e ilustrada na Figura 9, onde f_s representa o fator de deslocamento, e C_1 e C_2 correspondem aos coeficientes determinados durante o processo de calibração. Os valores ótimos para C_1 e C_2 , obtidos por meio de ajuste, foram 1993,7 e 0,3737, respectivamente.

$$f_s = C_1 (D_{médio})^{C_2} \quad (4)$$

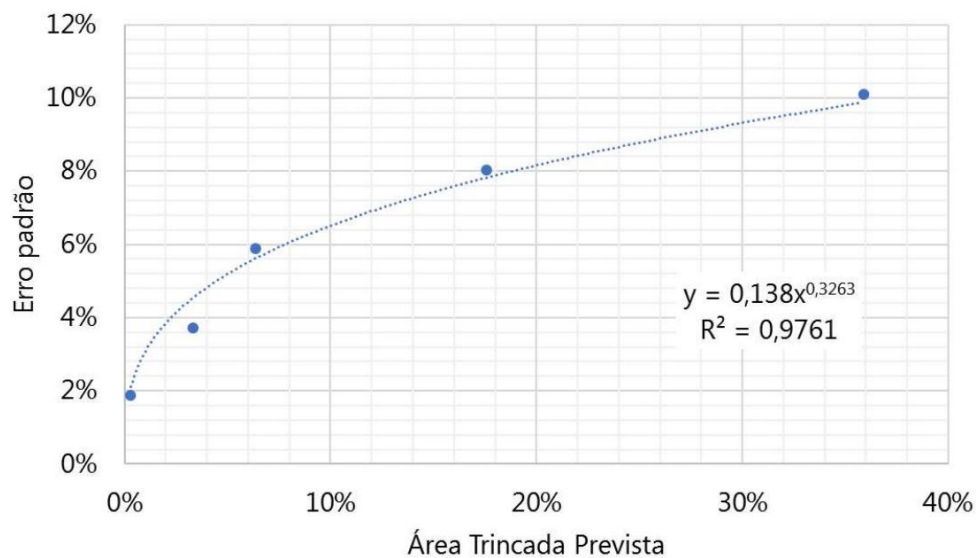
Figura 9: Gráfico Fator de Deslocamento *versus* Dano Médio



Fonte: DNIT, 2023

No entanto, é importante destacar que a aplicação da Função de Transferência pode apresentar discrepâncias entre os valores de área trincada previstos e os observados em cada segmento utilizado para calibração. Essas diferenças indicam a presença de erros inerentes ao modelo. Seguindo uma abordagem semelhante à adotada por Fritzen (2016), realizou-se o tratamento dos dados e, por meio de análise de regressão, determinou-se o erro associado à nova Função de Transferência. O resultado desse processo é apresentado na Figura 10, que ilustra a magnitude e a distribuição dos erros ao longo dos segmentos analisados. aplicações futuras.

Figura 10: Gráfico Erro da Função de Transferência *versus* Área Trincada Prevista



Fonte: DNIT, 2023

De acordo com o manual do programa, a validação da curva de erro foi realizada por meio da análise de trechos localizados em diferentes regiões do país. Os resultados demonstraram que as discrepâncias entre os valores previstos pela calibração e os observados em campo permaneceram dentro dos limites de confiabilidade estabelecidos. Fritzen et al. (2019) destacam que a incorporação do Erro Padrão nas simulações do MeDiNa segue uma abordagem probabilística, assumindo que os modelos de previsão de danos apresentam uma distribuição probabilística do tipo Normal. Nesse contexto, o MeDiNa calcula o valor do dano crítico para o nível de confiabilidade desejado, que é definido com base no tipo de via selecionado, utilizando a Equação 5 apresentada a seguir. Essa metodologia assegura que as previsões de danos estejam alinhadas com as expectativas de desempenho e confiabilidade do projeto.

$$X_{\alpha} = X_{médio} + Z_{\alpha} \cdot \delta_X \quad (5)$$

onde:

- X_{α} é o valor crítico para o grau de confiabilidade selecionado;
- $X_{médio}$ é o valor médio esperado;
- Z_{α} é a distribuição normal padrão para $\alpha=1$ -confiabilidade; e
- δ_X é o erro padrão de X.

Neste contexto, a variável X representa o percentual de área trincada. O valor médio dessa variável ($X_{médio}$) é obtido a partir da curva sigmoidal, enquanto o erro padrão (δ_X) é determinado pela expressão apresentada na figura anterior. O nível de confiabilidade é escolhido pelo projetista com base nos dados disponíveis, e o programa MeDiNa adiciona uma parcela de área trincada.

Para obter o modelo de dano por fadiga em camadas estabilizadas, o programa considera a realização de um ensaio de compressão diametral à tensão controlada, seguindo a norma DNIT 434-ME (DNIT, 2022).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

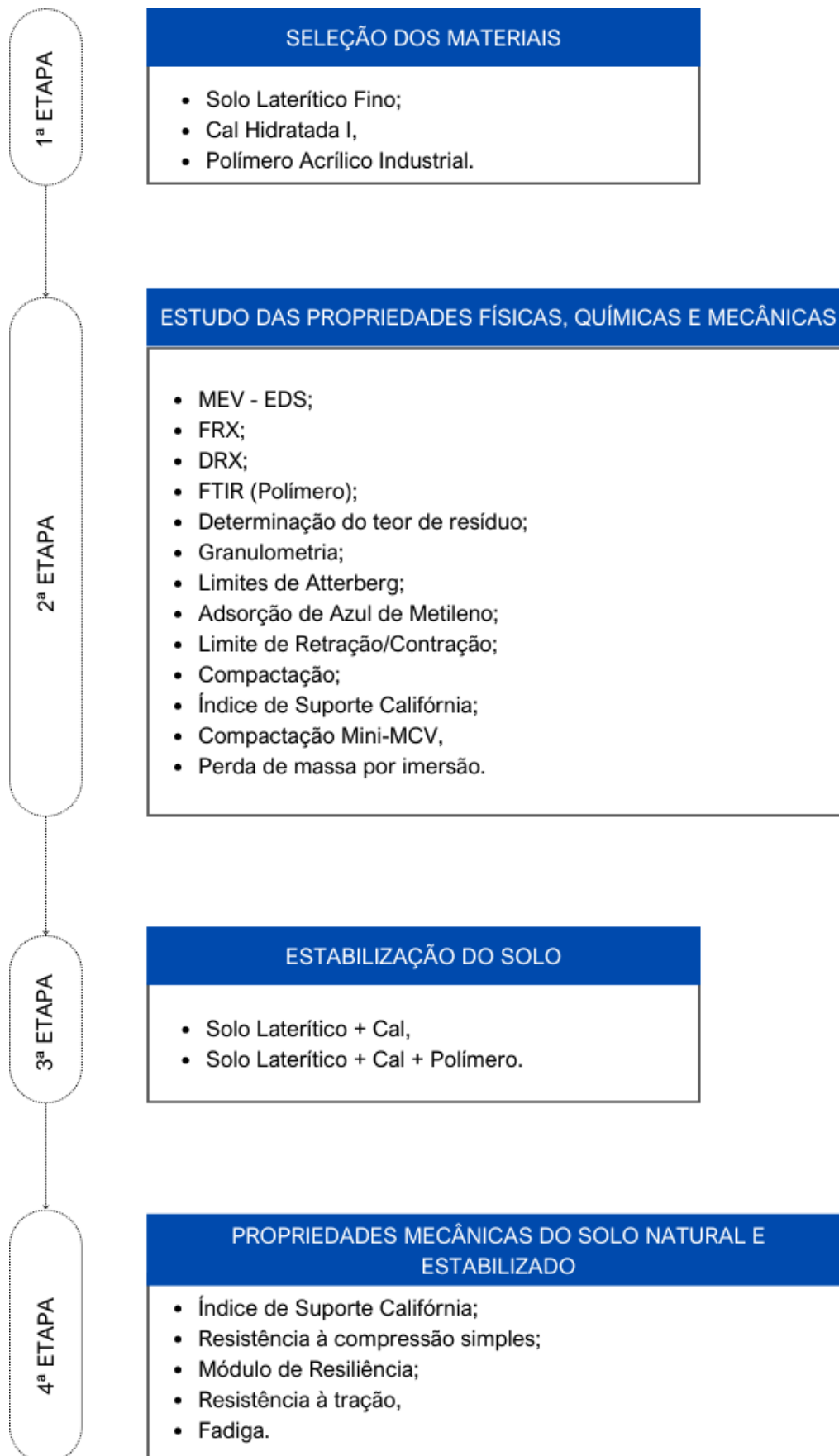
Este tópico trata dos materiais utilizados, bem como as etapas que compuseram esta pesquisa e os procedimentos empregados para realização dos ensaios propostos. Este estudo avalia o comportamento à fadiga de um solo laterítico fino, caracterizado e classificado seguindo o Sistema Universal de Classificação de Solos Lateríticos (SUCSL), proposta por Rodrigues *et al.* (2010), quando estabilizado com cal e polímero acrílico industrial, através do ensaio de fadiga por compressão diametral. Para corroborar com o SUCSL, foi realizada também a classificação do solo através da metodologia TRB (*Transportation Research Board*) da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) e da metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical).

Foi realizada a análise da influência mineralógica, das reações químicas e do desempenho mecânico para avaliar a utilização deste solo nas camadas de base de pavimento flexível. Para tal, conforme Figura 11, o programa experimental foi dividido em quatro etapas:

- i. A primeira etapa refere-se à seleção e coleta dos materiais utilizados;
- ii. A segunda etapa trata-se da caracterização e classificação dos materiais utilizados, através do estudo das propriedades químicas, físicas e mecânicas;
- iii. A terceira, em que foi executada a estabilização desse solo, através da adição da cal hidratada e do polímero acrílico industrial;
- iv. A quarta etapa, em que foi avaliado o desempenho mecânico dos solos naturais e estabilizados, para cura de 7 e de 28 dias.

Foi realizada uma análise comparativa dos resultados obtidos através dos ensaios com o solo puro e melhorado e, então, foi utilizado o software MeDiNa, disponibilizado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT), para modelagem de uma estrutura em que o solo estabilizado represente uma de suas camadas, visando obter a avaliação do desempenho estrutural do pavimento, considerando condições reais de tráfego em uma análise empírico-mecânica.

Figura 11: Esquema do programa experimental da pesquisa.

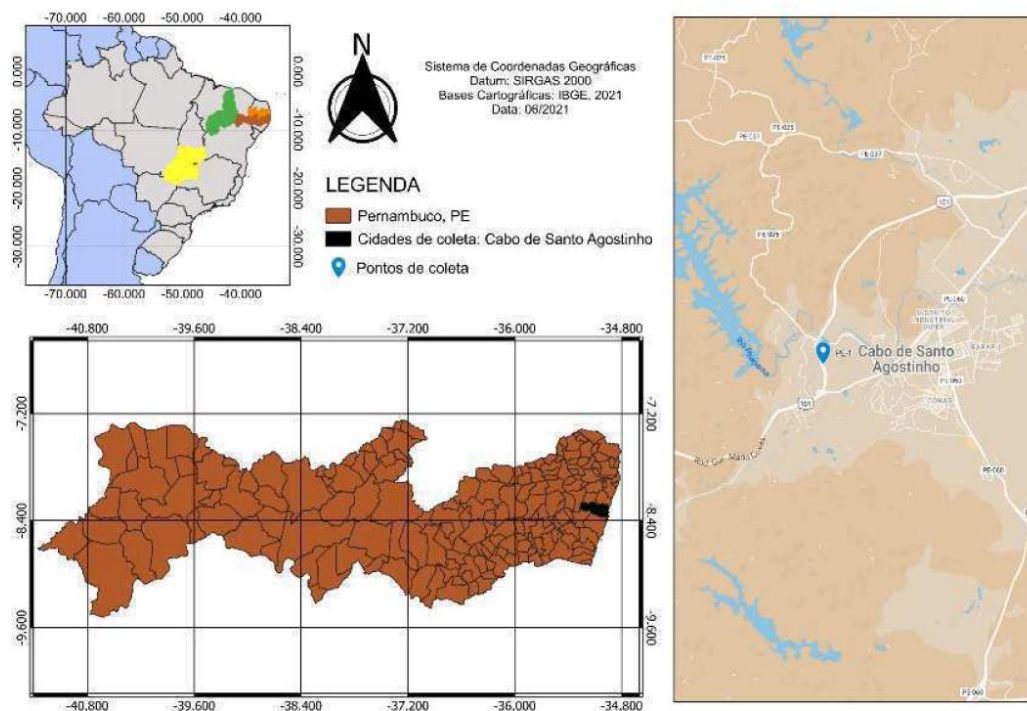


Fonte: De autoria própria.

3.1. MATERIAIS

O solo utilizado nesta pesquisa foi coletado e caracterizado por Farias (2023). De acordo com o autor, a escolha do local de coleta partiu da análise dos mapas pedológicos disponíveis para consulta pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). A partir desta análise, foi feita a coleta do solo no estado de Pernambuco, conforme localização geográfica apresentada na Figura 12, através de amostras deformadas. Parte da amostra deformada do solo em questão pode ser observada na Figura 13.

Figura 12: Localização geográfica da amostra coletada.



Fonte: Farias, 2023.

A estabilização proposta foi realizada com a aplicação de Cal Hidratada I (CH-I) Callev®, obtida no comércio local da cidade de Campina Grande-PB (Figura 14), e com Polímero Acrílico Industrial (Figura 15).

Figura 13: Amostra de solo laterítico em estudo.



Fonte: De autoria própria.

Figura 14: Cal Hidratada I.



Fonte: Mineração Ouro Branco, 2019.

Figura 15: Polímero Acrílico Industrial



Fonte: De autoria própria.

3.2. MÉTODOS

3.2.1. CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS

3.2.1.1. SOLO LATERÍTICO NATURAL E ESTABILIZANTES

- MEV – EDS

Foram realizados no solo natural os ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura – MEV com a técnica Espectrometria de Energia Dispersiva de Raios-X (EDS). Através do MEV é possível observar a microestrutura dos solos, isto porque são produzidas imagens nítidas, resultado da transcodificação energia que as partículas emitem. A técnica EDS permite a imediata identificação da composição química, sendo um complemento importante para a caracterização microscópica dos materiais.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Avaliação e Desenvolvimento de Biomateriais do Nordeste – CERTBIO, localizado na Universidade Federal de Campina Grande. Para a execução do MEV o equipamento utilizado foi o “Hitachi TM-1000” (Figura 16). Foram utilizadas amostras previamente secas e passantes na peneira n° 200, com abertura de 0,075mm.

Figura 16: Equipamento Hitachi TM-1000, utilizado na pesquisa.



Fonte: Farias, 2023.

- **FRX E DRX**

Foram realizados os ensaios de Fluorescência de Raios-X (FRX) para solo natural e Difração de Raios-X (DRX) para solo natural e estabilizado, objetivando a determinação da estrutura química dos solos. O ensaio de DRX permite identificar a estrutura cristalina do material e a sua composição em termos de minerais e argilominerais, enquanto o FRX permite identificar os elementos químicos presentes na amostra. Os ensaios também foram realizados no Laboratório de Materiais Avançados.

Semelhante à preparação de amostra para a execução do MEV, foi utilizado o material passante na peneira n° 200 para o ensaio de FRX, realizado em equipamento “EDX-720”, da marca Shimadzu, como se pode observar Figura 17 (a).

Para a avaliação da perda ao fogo, o material foi seco em estufa a 110°C por 24 horas e, posteriormente, calcinado em uma mufla, a temperatura de 1000°C por 60 minutos, conforme ilustrado na Figura 17 (b).

Figura 17: (a) EDX 720 da Shimadzu e (b) Mufla.



Fonte: Farias, 2023.

O ensaio de DRX foi realizado utilizando o equipamento “XRD-6000” da Shimadzu (Figura 18). Os parâmetros utilizados para a execução do ensaio foram amplitude angular de 2θ , com um intervalo de medida entre 5-60°, velocidade de 0,05°/min, sob voltagem de 35 kV e 15 mA.

Figura 18: XRD-6000 da Shimadzu.



Fonte: Farias, 2023.

- **GRANULOMETRIA**

Foram realizados os ensaios de granulometria por peneiramento (DNIT – ME 080/1994) e granulometria a laser (ISO 13320:2020) do solo natural. As amostras foram secas, destorroadas no almofariz com mão de gral. Para o peneiramento, foi utilizada uma amostra de 1500 gramas, e as peneiras com abertura de 50mm, 25mm, 9,5mm, 4,75mm, 2mm, 0,42mm, 0,18mm e 0,075mm. A granulometria a laser utiliza o método de dispersão das partículas em um fluido em movimento, causando descontinuidade no fluxo, associado a um procedimento de medida óptica através de difração de laser, correlacionando com o tamanho da partícula.

- **LIMITES DE PLASTICIDADE E LIQUIDEZ**

O ensaio de limite de plasticidade (LP), normatizado pela DNIT-ME 082/1994 representa o teor de umidade em que o solo passa do estado plástico para o estado semissólido. Já o ensaio do limite de liquidez (LL) marca a transição do estado plástico para o estado líquido e é normatizado pela DNIT-ME 122/1994.

Para a execução dos ensaios de LL e LP do solo natural, utilizou-se material previamente seco e passante na peneira 0,42mm. No ensaio de LL, utiliza-se o aparelho de Casagrande, e é feito variando-se a umidade para obter os números de golpes correspondentes para o fechamento da abertura feita pelo cinzel. Para o ensaio de LP, são moldados cilindros de solo que, quando fragmentados, representam critério de parada para a amostra. Na Figura 19 pode-se observar a execução dos ensaios de LL e LP.

Figura 19: Ensaios de limite de liquidez e de plasticidade, respectivamente.



Fonte: Farias, 2023.

• ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO

O ensaio de adsorção de azul de metileno é um método utilizado para avaliar a capacidade de adsorção de materiais por meio da interação entre um corante, denominado azul de metileno, e a superfície do material. Este ensaio é baseado no princípio de que o corante é adsorvido pelas superfícies ativas presentes no solo, e a quantidade de azul de metileno adsorvida pode ser relacionada à área superficial e à porosidade do solo.

O ensaio seguiu as diretrizes da norma francesa NF P 94-068 (1998), com adaptações devido à indisponibilidade de certos equipamentos no LEP. Foi utilizado material passante em uma peneira de abertura de 4,75 mm. A amostra de solo foi suspensa em 500 ml de água destilada e agitada mecanicamente a uma velocidade de 700 rpm por 5 minutos para dispersão inicial. A velocidade foi posteriormente reduzida para 400 rpm para o restante do ensaio. A adição de azul de metileno foi feita em incrementos de 5 ml, com intervalos de 1 minuto de agitação entre cada adição. Após cada incremento, uma gota da suspensão foi aplicada em papel filtro para realizar o "teste da mancha".

O processo foi repetido até que cinco pontos consecutivos confirmassem a adsorção máxima, sem necessidade de novos incrementos de azul de metileno. O valor de adsorção de azul de metileno foi calculado pela Equação 6:

$$VA \left(\frac{g}{100g} \right) = \frac{V \times 0,01}{m_d} \quad (6)$$

Onde VA é o valor de adsorção de azul de metileno, expresso em gramas de azul de metileno por 100 gramas de solo, V é o volume de solução de azul metileno adicionado à solução, em ml, e m_d a massa de solo seco ensaiado, em gramas.

- **LIMITE DE RETRAÇÃO/CONTRAÇÃO**

O ensaio de limite de retração foi realizado utilizando o solo passante na peneira n° 40. Para determinação do limite de retração das amostras, foram separados 50 g de solo passante na peneira n° 40. Foi feita a adição de água e homogeneização do solo até formar uma pasta com teor de umidade próximo ao limite líquido. Essa pasta foi colocada em uma cápsula de contração e deixada para secar ao ar por 12 horas. Em seguida, a cápsula foi transferida para uma estufa, onde permaneceu até atingir constância de peso.

Para a determinação do volume da pastilha de solo seco contraída, foi utilizado o método do deslocamento de mercúrio. Este método consiste em mergulhar a pastilha em um recipiente contendo mercúrio, e então medir o volume deslocado em uma proveta graduada. O cálculo do limite de contração (LR) foi realizado com base na Equação 7:

$$LR (\%) = \frac{m_h - \rho_w(V_h - V_d)}{m_d} - 1 \quad (7)$$

Onde LR representa o limite de retração, m_h é a massa de solo úmido, m_d é a massa de solo seco, ρ_w é a massa específica da água, V_h é o volume de solo úmido, em ml (volume da própria cápsula de contração) e V_d é o volume de solo seco.

O grau de contração foi definido como a razão entre a diferença dos volumes inicial e final da amostra, após secagem, em relação ao volume inicial, sendo expresso em porcentagem.

- **COMPACTAÇÃO**

Para o ensaio de compactação foram utilizados os procedimentos descritos na norma DNIT-ME 164 (2013), com o material passante na peneira de abertura 19 mm, seco ao ar, sem reuso. Uma vez que o solo se trata de natureza laterítica fina, com concreções de pequenas dimensões, não-friáveis e não-degradáveis, utilizou-se a energia de compactação Proctor Intermediária, de acordo com o que sugere Balbo (2007), Carvalho et al. (2015) e Farias (2023).

- **ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA**

O ensaio de Índice de Suporte Califórnia (CBR) foi realizado de acordo com os procedimentos estabelecidos pela norma DNIT-ME 172 (2016) e teve como objetivo avaliar a capacidade de suporte do solo natural para utilização na metodologia SUCSL.

Após a compactação, os corpos de prova de solo natural foram submetidos ao ensaio de expansão. Cada molde recebeu uma sobrecarga padrão e foi imerso em água durante 96 horas. Durante esse período, leituras periódicas da expansão foram realizadas com extensômetros. Finalizado o ensaio de expansão, os moldes foram retirados do balde e mantidos por 15 minutos para escoamento do excesso de água. Em seguida, o ensaio foi realizado com uma prensa hidráulica e extensômetros, para medir a penetração e a

pressão aplicada no pistão e, consequentemente, a resistência do solo em questão em relação à resistência de uma brita graduada padrão.

- **COMPACTAÇÃO MINI-MCV E PERDA DE MASSA POR IMERSÃO**

Para a realização do Ensaio de Compactação Mini-MCV, conforme estabelecido pela norma DNIT-ME 258 (1994), foram preparados 200 g de solo passante na peneira nº 10, os quais foram compactados em um molde com 50 mm de diâmetro, utilizando cinco diferentes teores de umidade e variação na energia de compactação. A moldagem dos corpos de prova teve como objetivo alcançar a umidade correspondente à umidade ótima, além de valores situados em $\pm 2,0$ e $\pm 4,0$ pontos percentuais em relação à umidade ótima. A partir dos resultados obtidos no ensaio, os coeficientes c' e d' são empregados para fins de classificação.

No Ensaio de Perda de Massa por Imersão, normatizado pela DNIT-ME 256 (1994), os corpos de prova provenientes do Ensaio de Compactação Mini-MCV foram parcialmente extrudados dos moldes, de modo a deixar uma saliência de aproximadamente 10 mm. Posteriormente, os moldes contendo os corpos de prova foram imersos integralmente em água por um período de 24 horas. Esse ensaio permite a determinação do parâmetro P_i , que representa a porcentagem de massa seca perdida pelo corpo de prova durante a imersão, em relação à porção extrudada da amostra compactada.

A Figura 20 apresenta as etapas descritas para a classificação MCT e G-MCT.

Figura 20: Ensaios para a classificação MCT e G-MCT.



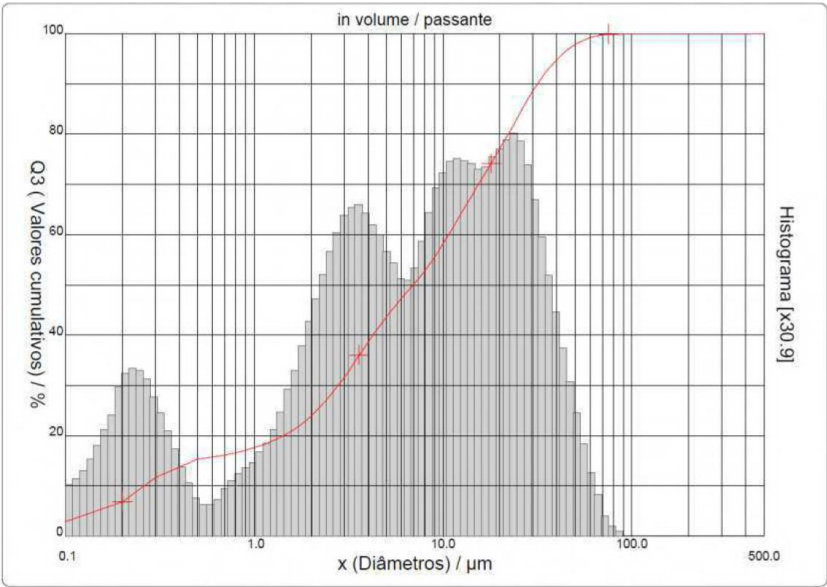
Fonte: Farias, 2023.

3.2.1.2. CAL HIDRATADA

A caracterização da cal foi realizada por meio de ensaios de granulometria utilizando a técnica de difração a laser (Figura 21), além da determinação da massa específica conforme a norma NM 23 (2001),

índice de finura através da peneira de 75 μm (n° 200) conforme a ABNT NBR 12826 (2014), e perda ao fogo segundo a norma NM 18 (2012), apresentadas na Tabela 2.

Figura 21: Granulometria por difração a laser da cal hidratada.



Fonte: Farias, 2023.

Tabela 2: Resultados dos ensaios de caracterização da CH-1.

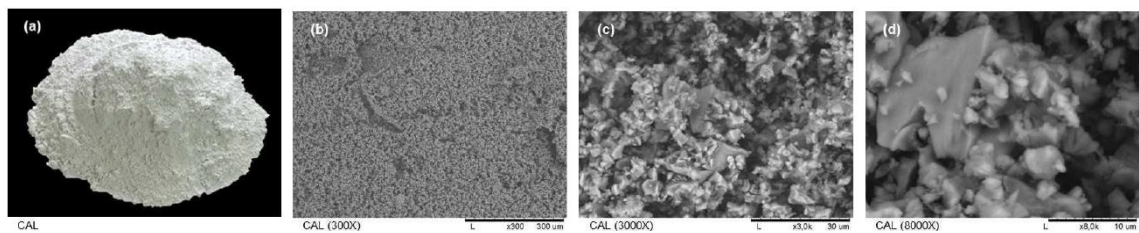
Ensaio	Resultado
Massa Específica	2,30 g/cm ³
Índice de finura por meio da peneira 75 μm (n°200)	0,39%
Perda ao fogo	25,98%

Fonte: De autoria própria.

A morfologia dos grãos da cal hidratada foi verificada por meio de ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) apresentados na Figura 22 onde a imagem (a) corresponde ao aspecto visual macroscópico do material, (b) corresponde à Micrografia de 300x, (c) corresponde à Micrografia de 3000x e (d) à Micrografia de 8000x.

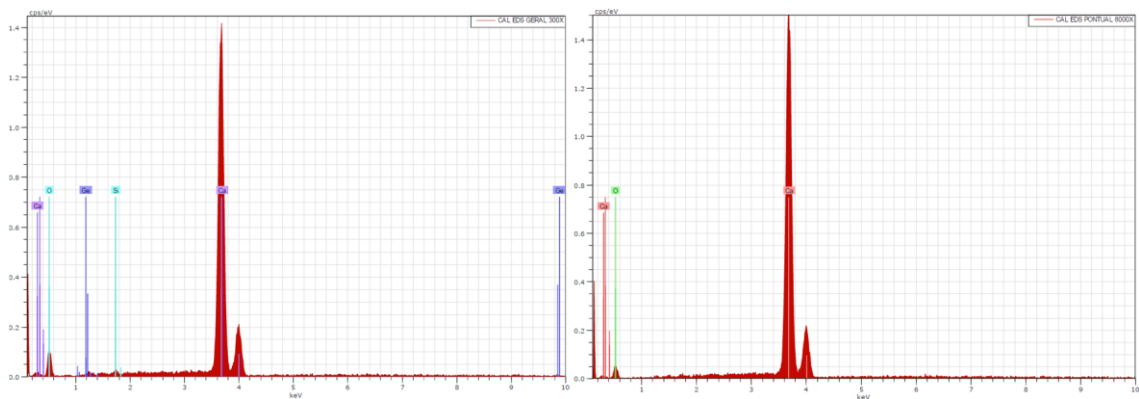
O ensaio de Espectroscopia de Energia Dispersiva de Raios X (EDS) foi realizado em conjunto com a MEV para identificar os elementos químicos constituintes visíveis nas amostras em escalas de 3000x e 8000x. A Figura 23 apresenta o gráfico com as intensidades características dos elementos detectados e sumarizados na Tabela 3.

Figura 22: Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura da Cal hidratada.



Fonte: Farias, 2023.

Figura 23: Resultados do EDS, elementos constituintes da Cal Hidratada (300X e 8000X).



Fonte: Farias, 2023.

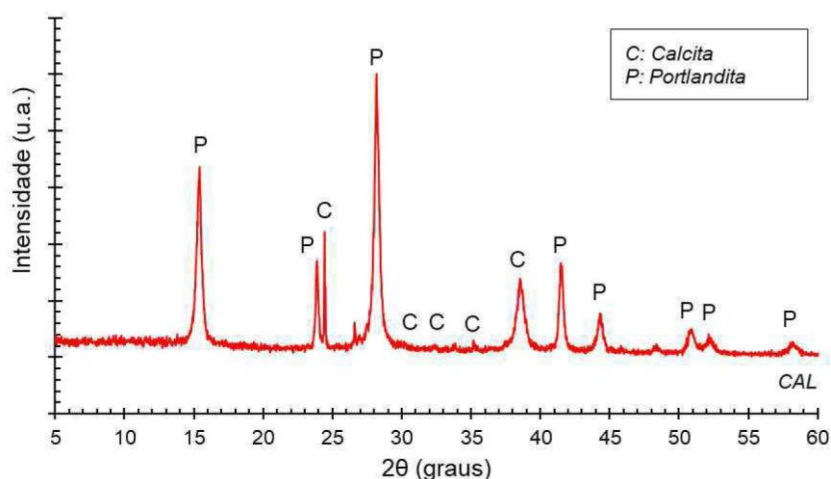
Tabela 3: Elementos constituintes da Cal Hidratada obtidos por EDS.

Amostra	Elementos (%)			
	Ca	O	Ge	Si
Cal EDS 300X	53,8	43,9	1,4	1,0
Cal EDS 8000X	Ca	O		
	70,7	29,3		

Fonte: De autoria própria.

Além destes apresentados, um ensaio de Difração de Raios X (DRX) foi realizado em uma amostra de cal para identificar as estruturas cristalinas predominantes (Figura 24).

Figura 24: Resultado do ensaio de DRX da Cal Hidratada.



Fonte: Farias, 2023.

Conforme resultados apresentados no difratograma de raios-X, observa-se que não presença de halo amorfo, as fases mineralógicas presentes na cal são a calcita (CaCO_3) e a Portlandita (Ca(OH)_2). A calcita é um dos minerais predominante na composição e, é identificado por picos intensos em baixos ângulos de difração. O pico mais intenso da calcita costuma ocorrer em torno de 24,3° e 29,4° (2θ) nos difratogramas de raios-X. Outros picos em baixos ângulos podem ser observados, dependendo das condições específicas do material analisado.

3.2.1.3. POLÍMERO ACRÍLICO INDUSTRIAL

A mensuração do percentual de resíduo seco presente em uma amostra de polímero foi realizada a partir da adaptação do ensaio de resíduo seco de emulsões em estufa (NBR 14896:2019).

Para a execução deste ensaio, uma massa de polímero foi depositada em uma bandeja metálica, que permaneceu em estufa a 130°C durante 4 horas na estufa. Após este período, a massa do polímero foi novamente registrada, a bandeja retornou à estufa na mesma temperatura e novas aferições de massa passaram a ser realizadas em intervalos de 1 hora, com homogeneização do material em cada ciclo (Figura 25), até que se obtivesse uma massa constante. O teor de resíduo do polímero pode ser consultado na Tabela 4.

Figura 25: Ensaio de resíduo no polímero.



Fonte: De autoria própria.

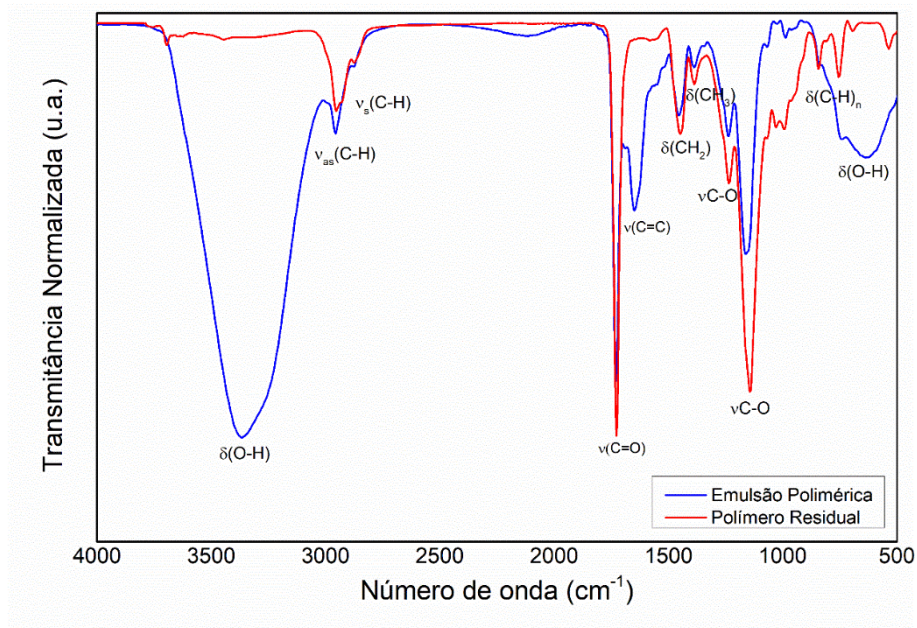
Tabela 4: Resultado do ensaio de resíduo em emulsão polimérica.

Polímero Acrílico Industrial	Teor de resíduo	Teor de água
	50,14%	49,86%

Fonte: De autoria própria.

A fim de identificar os materiais constituintes do polímero, uma vez que sua composição é protegida pela Lei da Propriedade Industrial (Lei Nº 9.279/96), foram realizados ensaios de Espectroscopia no Infravermelho com Transformada de Fourier (FTIR) com amostras do polímero antes e após o ensaio de resíduo. Assim, torna-se possível identificar os grupos funcionais para inferir e analisar, a posteriori, suas influências e comportamentos em mistura com o sistema solo+cal. Na Figura 26 pode-se observar o Espectro FTIR comparativo entre as amostras de polímero avaliadas.

Figura 26: Ensaio FTIR comparativo entre o polímero natural e após ensaio de resíduo.



Fonte: De autoria própria.

O resultado do FTIR confirma a presença de uma emulsão polimérica contendo água (antes da secagem), ésteres e hidrocarbonetos saturados. A presença de polímeros e ésteres indica que a emulsão pode formar um filme sobre as partículas do solo, aumentando a coesão.

De acordo com os resultados obtidos, pode-se indicar a presença das seguintes bandas características: em 3420cm^{-1} indicativo de vibrações de O-H; banda em 2840 cm^{-1} referente a estiramento simétrico e assimétrico de C-H. A banda em torno de 1650 cm^{-1} e 1700 cm^{-1} é indicativo de vibração assimétrica de C=O e C=C; 1480 cm^{-1} e 1390 cm^{-1} são relativas às deformações angulares dos grupos CH₂ e CH₃; Banda em torno de 1030 cm^{-1} associada ao grupo C-O e banda em torno de 720 cm^{-1} relativa ao grupamento O-H.

O caráter hidrofóbico das cadeias alifáticas longas e dos grupos ésteres contribui para a redução da permeabilidade, evitando a absorção excessiva de água e minimizando a expansão e retração do solo.

Os polímeros na emulsão atuam como ligantes, aumentando a resistência ao cisalhamento do solo e melhorando sua compactação. As cadeias poliméricas longas identificadas conferem flexibilidade, prevenindo trincas e aumentando a durabilidade da estabilização.

No entanto, esta atuação parece ser mais bem aproveitável em solos de graduação grossa pois, em virtude do caráter líquido do polímero e considerando que a superfície específica de solos finos é maior, se faz necessário um maior consumo de emulsão para que as partículas possam ser envolvidas pelo polímero e a cimentação desejada possa acontecer (TINGLE *et al* (2007).

3.2.2. ESTABILIZAÇÃO DO SOLO

A estabilização do solo com a cal foi realizada de acordo com os procedimentos da norma DNIT-ME 419 (2019). Nela, sugere-se que sejam preparadas soluções de solo, cal e água destilada, variando o teor de cal e homogeneizando a solução. Para cada solução preparada, deve-se medir o pH da mistura e o teor mais baixo que corresponder ao pH de 12,4 é considerado como teor mínimo de cal para proporcionar a estabilização. O pH tende a estabilizar-se e não apresentar ganhos significativos após determinados teores.

Os teores de polímero adotados nesta pesquisa advêm dos estudos de Patrício (2015) e Machado *et al.* (2017). O primeiro autor estudou a modificação de solos por adição de polímeros para uso em pavimentação, analisando três variações de associação polimérica contendo Polycure, TerraDry e Polímero Acrílico Industrial semelhante ao empregado no presente estudo.

Nos estudos de Machado *et al.* (2017) os teores de associação polimérica foram 2%, 4% e 6%, dos quais o polímero acrílico industrial correspondia a 1%, 3% e 5%, respectivamente. Ambas as pesquisas citadas fizeram uso dos mesmos polímeros.

No presente estudo, as amostras foram nomeadas conforme se apresenta no Quadro 1.

Quadro 1: Nomenclatura das amostras

Amostra	Condição	Agente estabilizante	
		CAL	Polímero
PE-1	Natural		
SLC	Estabilizado	X	
SLC+PL1%		X	X
SLC+PL3%		X	X
SLC+PL5%		X	X

3.2.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO NATURAL E ESTABILIZADO

3.2.3.1. COMPACTAÇÃO E CBR

O solo utilizado para a compactação foi previamente seco ao ar, destorroado e peneirado na peneira de malha nº 4. No caso dos solos estabilizados com cal, o processo de moldagem iniciou-se com a mistura do solo seco com cal, seguida pela adição de água e homogeneização da mistura.

Para o solo estabilizado com cal e polímero, o polímero foi inicialmente diluído em água. Como a emulsão polimérica apresentava 50,14% de resíduo sólido, foi necessário calcular o volume de água contido na massa do polímero a ser adicionado à mistura. Assim, o teor de água total em cada compactação advinha do teor existente no polímero, somado ao teor de água adicionado.

A Figura 27(a) e (b) exibe as etapas de homogeneização a seco, (c) adição de teor de umidade-teste (com polímero) e (d) o aspecto visual do corpo-de-prova compactado.

Figura 27: Processo de preparo de mistura para compactação de solo.



Fonte: De autoria própria.

O ensaio de Índice de Suporte Califórnia (CBR) foi realizado de acordo com os procedimentos estabelecidos pela norma DNIT-ME 172 (2016) e teve como objetivo avaliar a capacidade de suporte dos solos estabilizados (com e sem polímero).

Após a compactação, os corpos de prova de solo estabilizado passaram por processo de cura de 7 dias, e então foram submetidas ao ensaio de expansão. Cada molde recebeu uma sobrecarga padrão e foi imerso em água durante 96 horas. Durante esse período, leituras periódicas da expansão foram realizadas com extensômetros. Finalizado o ensaio de expansão, os moldes foram retirados do balde e mantidos por 15 minutos para escoamento do excesso de água. Em seguida, o ensaio foi realizado com uma prensa hidráulica e extensômetros, para medir a penetração e a pressão aplicada no pistão e, consequentemente, a resistência do solo em questão em relação à resistência de uma brita graduada padrão.

• MOLDAGEM DOS CORPOS-DE-PROVA

Para a realização dos ensaios de resistência à tração, resistência à compressão simples, módulo de resiliência e fadiga por compressão diametral, de posse dos resultados do ensaio de compactação, foram moldados corpos de prova cilíndricos com dimensões de 20 cm de altura e 10 cm de diâmetro (Figura 28).

Os corpos de prova foram compactados na energia Proctor Intermediária, em 10 camadas, com 10 golpes aplicados em cada camada. Entre as camadas, foi realizada a escarificação da superfície para garantir uma melhor aderência entre elas. Após a moldagem, os corpos de prova de solo estabilizado foram

submetidos a um processo de cura de 7 dias e 28 dias em câmara úmida. O período de cura de 7 dias foi adotado considerando a aplicação prática do solo em pavimentação, uma vez que períodos mais longos de cura até a liberação do trecho executado podem se tornar inviáveis em campo.

Figura 28: Cilindro de moldagem de corpo de prova para ensaios mecânicos.



Fonte: De autoria própria.

3.2.3.2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Para avaliar a tensão máxima que corpos de prova dos solos natural e estabilizados podem suportar antes de romper, quando submetidos a uma carga axial crescente, foram executados ensaios de compressão simples de acordo com as orientações das normas DNIT-ME 201 (1994), DNIT-ME 202 (1994), DNIT-IE 004 (1994), ABNT NBR 12025 (2012) e ABNT NBR 12770 (1992).

Tais ensaios foram realizados com deformação controlada, aplicando-se uma taxa de deformação de 1 mm/min até a ruptura, e a resistência calculada com base na carga máxima de ruptura e na área da seção transversa. A Figura 29 ilustra a execução do ensaio de RCS.

Figura 29: Ensaio de RCS.



Fonte: De autoria própria.

3.2.3.3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O ensaio de módulo de resiliência (MR) foi realizado utilizando norma DNIT-ME 134 (2018). No ensaio de MR, conforme Tabela 5, na primeira etapa (condicionamento) foram aplicados 500 ciclos de carga para cada par de tensões, a fim de eliminar as deformações permanentes que podem ocorrer nas primeiras aplicações de tensão desvio.

Em sequência, para a determinação do módulo de resiliência foram aplicados 18 pares de tensões com 100 ciclos de carga cada, sendo definido o MR médio das últimas 10 repetições de carga. A frequência das cargas repetidas na tensão desvio foi de 1 Hz, com duração de pulso de carga de 0,1 segundo e descanso de 0,9 segundo.

A Figura 30 apresenta o aparato utilizado para executar os ensaios triaxiais dinâmicos desta pesquisa.

Tabela 5: Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência

ETAPA DE CONDICIONAMENTO				
Par de tensão	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Número de ciclos	Frequência (Hz)
1	0,070	0,070	500	1
2	0,070	0,070	500	1
3	0,105	0,315	500	1
SEQUÊNCIA DE TENSÕES				
Par de tensão	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Número de ciclos	Frequência (Hz)
1	0,020	0,020	100	1
2		0,040	100	1
3		0,060	100	1
4	0,035	0,035	100	1
5		0,070	100	1
6		0,105	100	1
7	0,050	0,050	100	1
8		0,100	100	1
9		0,150	100	1
10	0,070	0,070	100	1
11		0,140	100	1
12		0,210	100	1
13	0,105	0,105	100	1
14		0,210	100	1
15		0,315	100	1
16	0,140	0,140	100	1
17		0,280	100	1
18		0,420	100	1

Fonte: Adaptado de DNIT-ME 134 (2018)

Figura 30: Equipamento Triaxial de carga repetida.



Fonte: De autoria própria.

3.2.3.4. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral foi realizado seguindo os procedimentos estabelecidos na norma DNIT-ME 181 (1994), utilizando carregamento estático crescente até a ruptura. A montagem do aparato de frisos na prensa é exibida na Figura 31.

Para que os corpos de prova de ensaio atendessem aos requisitos de dimensões da norma, foram compactados corpos de prova de 20 cm de altura e 10 cm de diâmetro e, então, serrados em corpos de prova com altura entre 5 e 7 cm.

Figura 31: Aparato diametral para ensaio de RT.



Fonte: De autoria própria.

3.2.3.5. FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

O ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada em camadas estabilizadas quimicamente é normatizado no Brasil pela DNIT-ME 434/2021. Assim como realizado para o ensaio de RT, foram serrados corpos de prova de 5 e 7 cm de altura a partir de corpos de prova compactados com 20 cm.

Para a execução do ensaio, foram determinados quatro níveis de tensão compreendidos entre 50% e 90% da resistência média à tração. Estas cargas foram aplicadas a uma frequência de 1Hz, correspondente a 1 ciclo por segundo, com duração de carregamento de 0,1 segundo e descanso de 0,9 segundo.

O critério de ruptura considerado para a definição do número de ciclos relativo à vida de fadiga do material foi a ruptura completa do corpo de prova, para cada nível de tensão ensaiado. A Figura 32 apresenta a montagem do conjunto de pistão, frisos e suporte na amostra moldada.

Figura 32: Ensaio de fadiga por compressão diametral.



Fonte: De autoria própria.

3.2.4. ANÁLISE MECANÍSTICO-EMPÍRICA NO MeDiNa

O modo *Pavimento Novo* do software MeDiNa é direcionado ao projeto de estruturas de pavimento nas quais se dispõe das características dos materiais, das condições de tráfego e os critérios de desempenho a serem atingidos, com o objetivo de garantir que o pavimento atenda às exigências de qualidade e serventia ao longo de sua vida útil.

No tocante às camadas de suporte, é necessário especificar a natureza dos materiais constituintes, diferenciando-os entre camadas granulares, cimentadas e/ou estabilizadas pois materiais estabilizados são tratados no *software* como um material que possui propriedades elásticas variáveis ao longo da vida de serviço (FRANCO e MOTTA, 2020).

É o caso de camadas com materiais estabilizados, como a brita graduada tratada com cimento, do concreto compactado a rolo e do solo-cimento, embora tratadas inicialmente como possuidoras de módulos de resiliência lineares. O módulo de resiliência desses materiais decai a cada mês devido ao aumento do dano de fadiga. Nestes casos, o MeDiNa considera que o módulo de resiliência de uma camada estabilizada decai ao longo do tempo com comportamento do tipo sigmoidal, variando desde o Limite Superior, tido como o MR da camada nova (não afetada pela fadiga) até o Limite Inferior, tido como o MR da camada que atingiu sua vida de fadiga.

Esta simulação da queda do MR é apresentada na Equação 8.

$$MR = MR_{mín} + \frac{MR_{máx} - MR_{mín}}{1 + e^{-4+14Di}} \quad (8)$$

O Módulo Inicial (Limite Superior) deve ser obtido por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Já o Módulo Final (Limite Inferior) deve ser definido pelo projetista. Recomenda-se, por precaução, adotar um valor de Módulo de Resiliência próximo ao do material sem o agente estabilizante (FRANCO e MOTTA, 2020).

O modelo de dano por fadiga incorporado ao MeDiNa, utilizado para prever a vida útil das camadas do pavimento, é função da relação (%RF) entre a tensão de tração na fibra inferior da camada e a resistência à tração na flexão do material aos 28 dias, modelada conforme a Equação 9:

$$N_{fad} = 10^{(k_1 + \%RF \cdot k_2)} \quad (9)$$

Onde,

- N_{fad} é a vida de fadiga, expressa em número de ciclos até a ruptura;
- k_1 e k_2 são os coeficientes de regressão do modelo

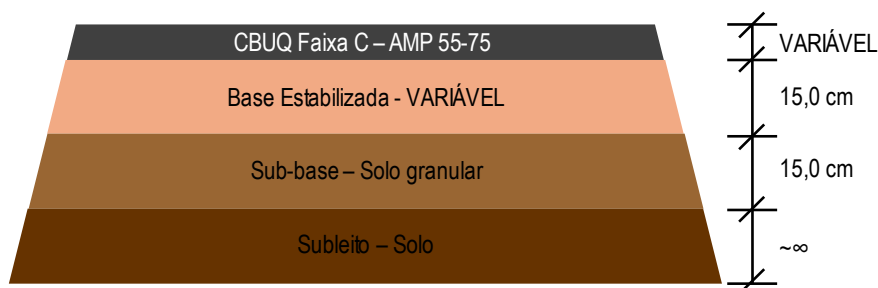
Além dos modelos de fadiga, o MeDiNa realiza duas verificações para aprovar a utilização de camadas cimentadas. A primeira verificação ocorre quando o dano por fadiga é muito elevado entre dois períodos de análise consecutivos. No caso de dimensionamento, se o MR decair mais de 25% em um único período, o MeDiNa aumenta a espessura da camada em questão até que o critério seja atendido. Se mesmo após o ajuste o problema persistir, um alerta é emitido (FRANCO e MOTTA, 2020).

A segunda verificação é baseada na deflexão da camada que suporta a camada estabilizada. Se a camada apresentar uma deflexão teórica, obtida por meio de FWD (Falling Weight Deflectometer), superior a 70 (0,01 mm), o programa emitirá um alerta indicando que a estrutura precisa ser revisada. Essa checagem garante que a camada de suporte esteja funcionando adequadamente e que a camada cimentada não sofra danos excessivos devido a deformações na base (FRANCO e MOTTA, 2020).

Essas verificações são essenciais para garantir a durabilidade e o desempenho do pavimento, evitando falhas prematuras e garantindo que as camadas cimentadas sejam utilizadas de forma segura e eficiente.

Neste estudo, a seção transversal foi modelada considerando uma composição com quatro camadas, conforme pode-se observar na Figura 33.

Figura 33: Seção-tipo avaliada no MeDiNa



Ao inserir os parâmetros da base de dados, foram realizadas para fins comparativos três abordagens de modelagem, diferenciadas pelos métodos de análise a partir da descrição dos materiais. Essas abordagens são as seguintes:

- Solo-Cal: Neste caso, os parâmetros necessários são os coeficientes de regressão do módulo de resiliência (MR) do solo. Adotou-se um modelo não linear para representar o comportamento do módulo de resiliência.
- Solo-Cimento:
 - Hipótese 1: Os dados de entrada consistiram nos limites superior e inferior da função sigmoidal (ver Anexo C), em que o limite superior corresponde ao valor médio do MR do solo estabilizado com cimento, e o limite inferior representa o valor médio do MR do solo natural. Além disso, foram incluídos os coeficientes de regressão associados a cada modelo de fadiga;
 - Hipótese 2: Assume-se que o módulo de resiliência (MR) do solo, quando tratado com polímero, não apresentará decaimento ao longo do tempo, mantendo um comportamento linear.

Foram avaliadas, como base, todas as misturas estabilizadas propostas nesta pesquisa sob ação do tráfego leve a médio ($N=10^6$) e médio a pesado ($N = 10^7$), sendo N o número de passadas do eixo padrão. Para tráfego leve a médio ($N=10^6$) foi utilizada espessura da camada de revestimento de 7,5 cm e para tráfego médio a pesado ($N = 10^7$), o revestimento possui espessura de 12,5cm, seguindo recomendações do Manual de Pavimentação do DNIT (2006). Adotou-se como carga padrão 8,2 toneladas por eixo com período de projeto de 10 anos, e taxa de crescimento de 3% ao ano.

Os coeficientes de Poisson adotados seguiram os estudos de Franco (2007), Souza Júnior (2018) e Cavalcante (2005), sendo 0,30 para camadas asfálticas, 0,35 para base e sub-base granular e 0,45 para subleito.

Em todas as análises considerou-se a via como “Sistema Arterial Principal”. As rodovias desse tipo são caracterizadas por alto nível de mobilidade e volume de tráfego, proporcionando ao usuário velocidades de 60 a 120km/h (PASCOAL, 2020).

Com o intuito de comparar o desempenho dos pavimentos dimensionados com os solos lateríticos estabilizados com cal e polímero estudados nesta pesquisa com um pavimento de estrutura padrão, foi avaliado também em camada de base o solo-cimento (SC) disponível no MeDiNa, proveniente do estudo de Ceratti (1991).

Cabe destacar que os dados de CBUQ Faixa C com AMP 55-75, de sub-base de solo granular e de subleito advêm da pesquisa de Farias (2023). Estes dados estão sumarizados na Tabela 6, que também apresenta a base de solo-cimento proposta pelo MeDiNa.

Tabela 6: Dados de entrada para projeto no MeDiNa

Camada	Concreto Asfáltico	Solo-cimento	Sub-base	Subleito
Parâmetros				
Espessura (cm)	7,5 e 12,5	15,0	15,0	0 (semi-infinito)
Coeficiente de Poisson	0,30	0,25	0,35	0,45
Módulo (MPa)				
Modelo Constituinte	Resiliente Linear	Sigmoidal	Resiliente Não-Linear	Resiliente Não-Linear
Módulo (MPa)	5998	-	-	-
Ei (MPa)	-	8280	-	-
Ef (MPa)	-	828	-	-
Coeficiente de regressão (k_1)	-	-	1498	882,77
Coeficiente de regressão (k_2)	-	-	0,387	0,451
Coeficiente de regressão (k_3)	-	-	-0,222	-0,072
Características				
Tipo de material	AMP 55/75	Solo	Solo	Solo
Massa específica (g/cm ³)	2,38	1,812	1,998	1,830
Umidade ótima (%)	-	14,50	9,94	11,80
Energia de compactação	-	Modificada	Intermediária	Normal
Resistência à tração (MPa)	1,00	0,92	-	-
Teor de asfalto, cal ou cimento (%)	5,2	8%	-	-
Volume de Vazios (%)	3,6	-	-	-
Faixa granulométrica	C	-	-	-
Curva de fadiga				
Coeficiente de regressão (k_1)	2E-16	82,37	-	-
Coeficiente de regressão (k_2)	-4,804	-112,36	-	-
Classe de Fadiga	3	-	-	-
FFM (100 μ a 250 μ)	1,02	-	-	-
Deformação Permanente				
Coeficiente de regressão (ψ_1)	-	-	0,128	0,224
Coeficiente de regressão (ψ_2)	-	-	0,485	0,419
Coeficiente de regressão (ψ_3)	-	-	0,581	1,309
Coeficiente de regressão (ψ_4)	-	-	0,046	0,069

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

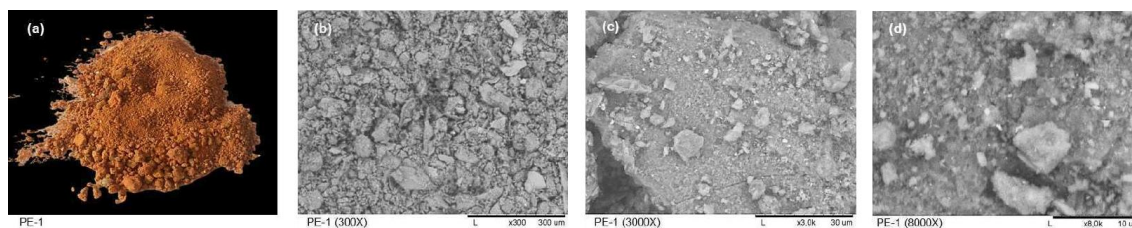
4.1. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

4.1.1. CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

Através do ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura (Figura 34) foi possível observar grandes percentuais de óxido e hidróxido de ferro e alumínio recobrindo a caulinita, conferindo ao conjunto aparência de cimentado. Os grãos se apresentam ligados, arredondados e com índices de vazios internos, que são características que apontam para a laterização do solo. O EDS, apresentado na Figura 35, reforça a probabilidade de se tratar de um solo laterítico através da presença de ferro e alumínio em sua composição.

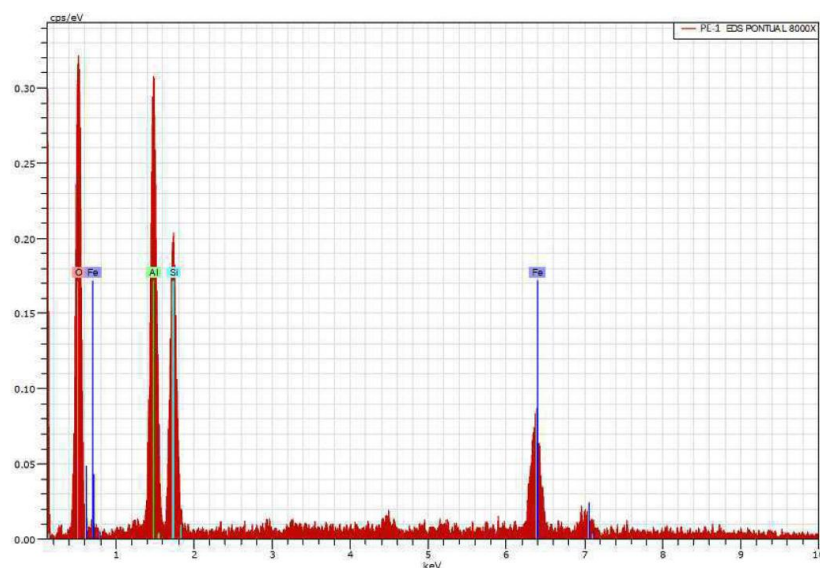
Os elementos constituintes do solo estão sumarizados na Tabela 7.

Figura 34: MEV do solo PE-1, (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x.



Fonte: Farias, 2023.

Figura 35: Ensaio de EDS: elementos constituintes do solo PE-1 (8000X).



Fonte: Farias, 2023.

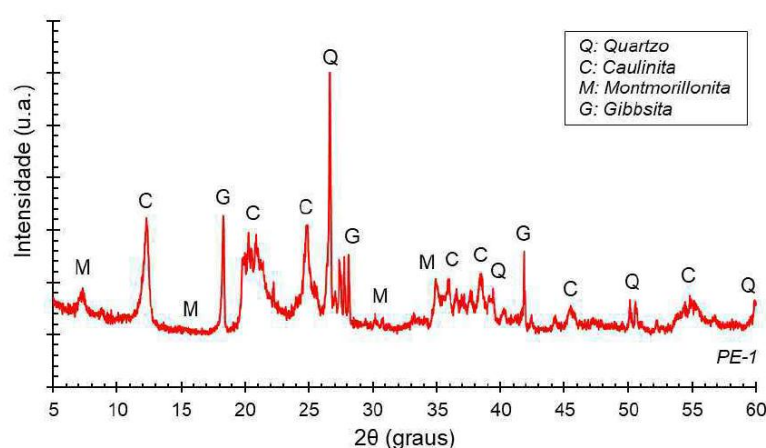
Tabela 7: Resumo dos elementos constituintes do solo PE-1.

Amostra	Elementos (%)			
	O	Al	Si	Fe
PE-1	53,89	20,76	19,11	6,24

Fonte: Adaptado de Farias (2023).

De acordo com os resultados dos ensaios de DRX e FRX, apresentados na Figura 36 e Tabela 8, respectivamente, é possível concluir que o argilomineral predominante neste solo é a caulinita. Os resultados corroboram com os estudos de Lovato (2004) e Freitas (2018).

Figura 36: Ensaio de DRX do solo PE-1.



Fonte: Farias, 2023.

Tabela 8: Resumo dos compostos obtidos através do ensaio de FRX do solo PE-1.

	Compostos (%)										PF (%)
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	K ₂ O	MgO	TiO ₂	SO ₃	ZrO ₂	MnO	Outros	
PE-1	39,89	35,39	6,77	1,32	1,18	1,00	0,18	0,09	0,03	0,01	14,14

Fonte: Adaptado de Farias (2023).

Como previamente apresentado, os solos lateríticos são provenientes de intemperismo e, de acordo com a Embrapa (1997), é possível realizar a classificação do tipo de laterização a partir do cálculo dos índices de intemperismo, K_i e K_r , que representam a relação molecular sílica/alumina e a relação molecular sílica/sesquióxidos, respectivamente. O cálculo dos índices é realizado conforme as equações 10 e 11 abaixo, e seu resultado é apresentado na Tabela 9.

$$K_i = \frac{\%SiO_2}{\%Al_2O_3} \quad (10)$$

$$K_r = \frac{\%SiO_2}{\%Al_2O_3 + \%Fe_2O_3} \quad (11)$$

Tabela 9: Classificação do solo baseada nos índices de intemperismo.

Amostra	K _i	K _r	Classificação
PE-1	1,13	0,95	Solo Caulínítico Altamente Intemperizado

Fonte: Adaptado de Farias (2023).

De forma resumida, os ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) com técnica de espectrometria de energia dispersiva de raios-X (EDS), difração de raios-x (DRX) e fluorescência de raios-x (FRX) comprovaram o caráter laterítico do solo. Com esta confirmação, é possível prosseguir com a classificação do solo de acordo com a metodologia proposta por Rodrigues *et al* (2010).

4.1.2. CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Os resultados dos ensaios de granulometria e de limites de liquidez e de plasticidade são apresentados na Tabela 10. A partir deles, foi realizada a classificação conforme a metodologia TRB, resultando em um solo A-7-6, solo argiloso considerado ruim para uso em subleito.

Tabela 10: Resumo dos ensaios de granulometria e limites de Atterberg.

Amostra	Passante (%)							LL	LP	IP	IG
	#2"	#1"	#3/8"	#4	#10	#40	#200	(%)	(%)	(%)	
PE-1	100,00	100,00	100,00	98,86	97,78	76,52	57,39	42	29	13	6

Fonte: Adaptado de Farias (2023).

Com base na análise granulométrica e nos parâmetros classificatórios obtidos nos ensaios de compactação mini-MCV e perda de massa por imersão, foi possível enquadrar o solo segundo as diretrizes da Metodologia MCT e do sistema G-MCT (Tabela 11).

Tabela 11: Classificação MCT e G-MCT.

Amostra	Passante (%)		c'	e'	CLASSIFICAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO
	#10	#200			MCT	G-MCT
PE-1	97,78	57,39	2,06	0,97	LG'	Gf-LG'

Conforme apresentado anteriormente na Figura 3, para a classificação do solo laterítico seguindo a metodologia do SUCSL, é necessária, após a comprovação do caráter laterítico do solo através da gênese

química, a avaliação da granulometria do material, para definir se trata-se de um solo laterítico fino (SLF), solo laterítico arenoso (SLA) ou solo laterítico pedregulhoso (SLP).

O passante na peneira #200 representa 57,39%, conforme apresentado na Tabela 11, classificando este solo como SLF. A etapa seguinte é a determinação do valor de adsorção de azul de metileno (VA): quando $VA \leq 3,00$ g/100g, são feitos os ensaios de Limite de Retração (LR) e CBR para finalizar a classificação do solo.

De acordo com os ensaios realizados, conforme Tabela 12, têm-se valor de adsorção de azul de metileno da ordem de 1,86 g/100g. Pela metodologia do SUCSL, foi necessária a realização dos ensaios de limite de retração e CBR. Para $LR \geq 20\%$ e $CBR \geq 10\%$, obteve-se solo de classificação SLF₁₂.

Tabela 12: Resumo dos ensaios necessários para classificação do solo seguindo a metodologia SUCSL.

AMOSTRA	VA (g/100g)	LR (%)	GC (%)	CBR (%)	CLASSIFICAÇÃO
PE-1	1,86	23,98	35,11	25	SLF ₁₂

Realizando a comparação entre as classificações TRB, MCT, G-MCT e a SUCSL, nota-se considerável diferença entre as metodologias. A TRB inviabiliza o aproveitamento do solo para pavimentação. Para a MCT e G-MCT, o solo estudado estaria em 4º lugar em prioridade de escolha para utilização em camadas de base e sub-base.

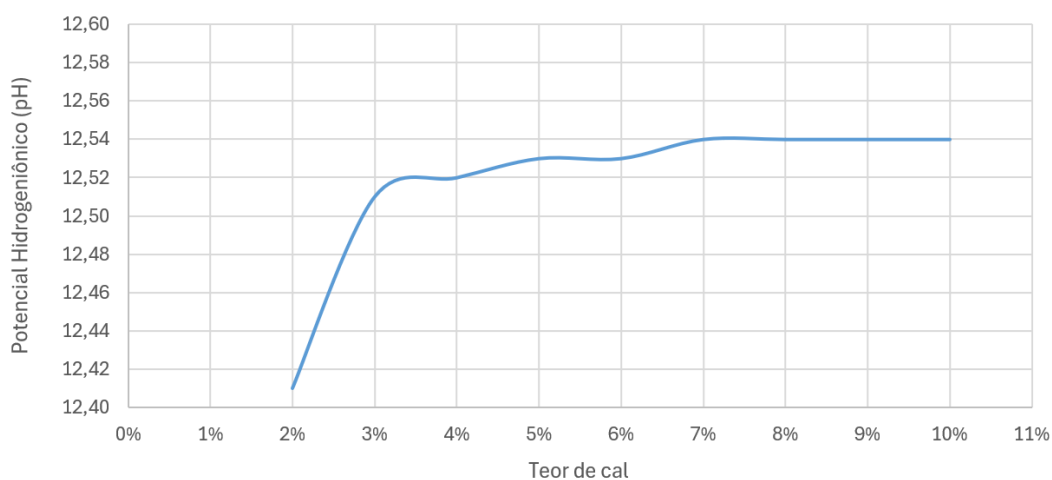
4.2. ESTABILIZAÇÃO DO SOLO

Como previamente apresentado, o solo PE-1 foi estabilizado com a cal hidratada I (CH-I), seguindo as diretrizes da norma DNIT-ME 419 (2019). Conforme gráfico de evolução do pH com o teor de cal (Figura 37) e Tabela 13, a amostra com adição de 2% de cal já apresentou pH acima do valor de referência indicado pela norma, sendo este percentual adotado como o teor em que a cal proporciona a estabilização do solo.

Tabela 13: Resumo da relação entre o teor de cal e pH da solução conforme norma do DNIT.

AMOSTRA	MISTURA	TEOR DE CAL	pH
1	2 g de cal + 100 ml de água	-	12,38
2	25 g de solo + 2% de cal + 100 ml de água	2%	12,41
3	25 g de solo + 3% de cal + 100 ml de água	3%	12,51
4	25 g de solo + 4% de cal + 100 ml de água	4%	12,52
5	25 g de solo + 5% de cal + 100 ml de água	5%	12,53
6	25 g de solo + 6% de cal + 100 ml de água	6%	12,53
7	25 g de solo + 7% de cal + 100 ml de água	7%	12,54
8	25 g de solo + 8% de cal + 100 ml de água	8%	12,54
9	25 g de solo + 9% de cal + 100 ml de água	9%	12,54
10	25 g de solo + 10% de cal + 100 ml de água	10%	12,54
11	25 g de solo + 100 ml de água	-	5,26

Figura 37: Gráfico da relação entre o teor de cal e pH da solução.



A adição do polímero, conforme mencionado anteriormente, foi realizada para os teores de 1%, 3% e 5%. Posteriormente, foi realizado ensaio de compactação, cujas curvas podem ser observadas na Figura 38 e, conseqüentemente, as umidades ótimas e densidades aparentes secas máximas apresentadas na Tabela 14.

Figura 38: Curvas de compactação do solo natural e dos solos estabilizados.

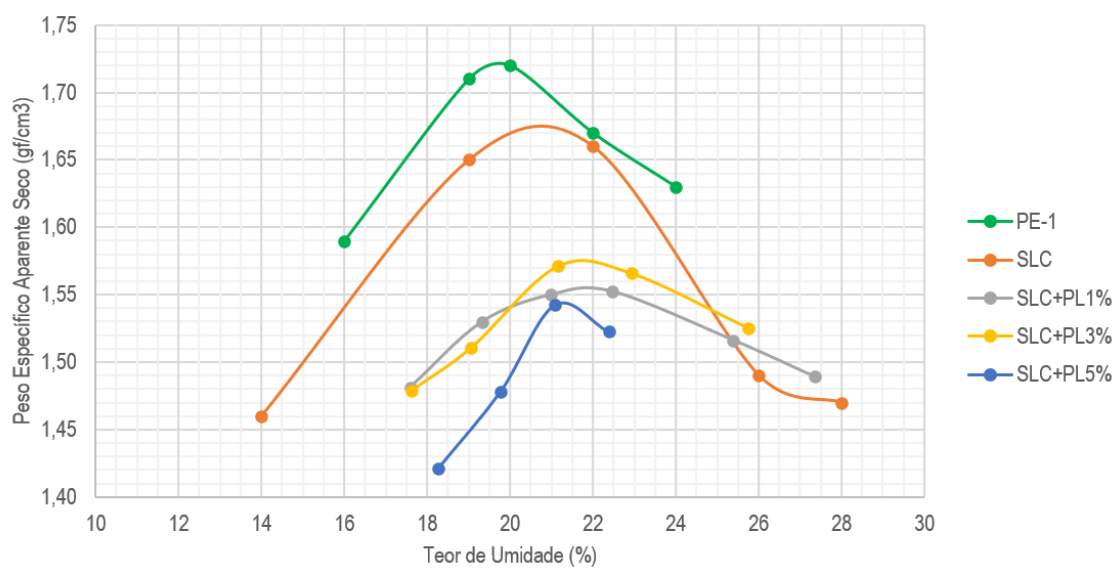


Tabela 14: Densidade máxima aparente seca e teor de umidade ótimo do solo natural e dos solos estabilizados.

AMOSTRA	pdmáxima (g/cm³)	Wótima (%)
PE-1	1,72	19,60
SLC	1,67	21,00
SLC+PL1%	1,55	21,80
SLC+PL3%	1,58	21,80
SLC+PL5%	1,54	21,10

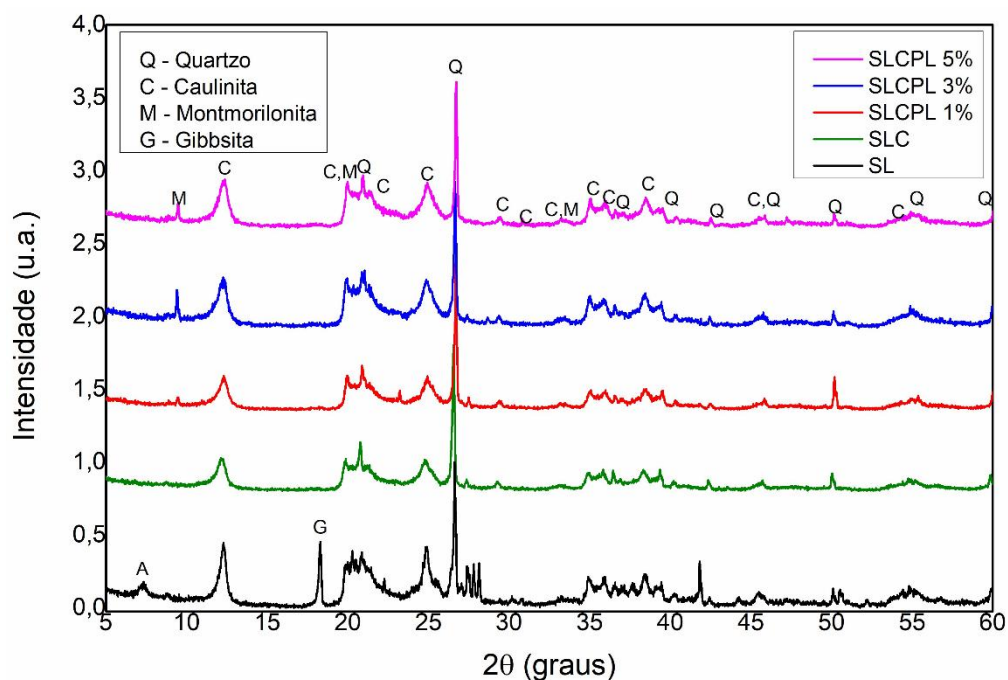
Com a análise das curvas de compactação, observou-se redução no peso específico aparente seco entre o solo natural e os solos estabilizados. A adição do polímero acrílico industrial causou grande impacto no peso específico, mas pouca variação no teor de umidade das misturas propostas. Comparando as misturas com polímero, aquela que apresentou maior peso específico aparente foi a SLC + PL3%. O solo com adição de 5% de polímero apresentou redução no teor de umidade, se comparadas às misturas de 1% e 3%, que apresentaram mesmo valor de umidade ótima.

Os resultados obtidos por Patrício (2015) para o ensaio de compactação não obtiveram padrão bem definido. Dos quatro solos estabilizados com associação polimérica, três apresentaram aumento de massa específica. Apenas um apresentou comportamento semelhante ao desta pesquisa, e o autor justificou que a redução do peso específico se deu pelo solo se tratar de uma estabilização granulométrica com pó de pedra. Assim, o polímero acrílico industrial agiu apenas nas partículas de solo, tornando a mistura com pouca quantidade de finos, consequentemente apresentando maior índice de vazios e menor peso específico aparente seco.

Na pesquisa de Machado *et al.* (2017) houve redução da massa específica do solo com o aumento do teor de associação polimérica. Os autores consideram a redução esperada, uma vez que a massa específica do polímero é menor do que a do solo.

Com a determinação da umidade ótima e do peso específico aparente seco, foram realizados os ensaios de DRX do solo estabilizado. Os difratogramas das amostras avaliadas podem ser observados na Figura 39.

Figura 39: Comparativo do DRX dos solos natural e estabilizados



Os picos no difratograma mostram claramente as diferenças entre as amostras, tanto em termos de intensidade quanto de posição. As alterações mais significativas estão nos intervalos relacionados à caulinita (12°–15° e 24°–25°) e aos produtos pozolânicos (26°–30°).

A Figura 39 evidencia a diminuição da reatividade com o aumento do teor de polímeros. A formação de C-S-H e C-A-H é visivelmente prejudicada, com praticamente nenhuma evidência em 5% de polímero. A caulinita mantém-se mais estável em amostras com maior concentração de polímeros, o que é refletido pela recuperação dos picos nos intervalos característicos. A intensidade do pico de calcita diminui com o aumento do teor de polímeros, indicando menor disponibilidade de cálcio livre.

A Tabela 15 apresenta o resumo qualitativo do ensaio DRX de cada amostra avaliada.

Tabela 15: Resumo do ensaio de DRX.

Intervalo	Mineral/Fase	SL	SLC	SLC+PL1%	SLC+PL3%	SLC+PL5%
12°–15°	Caulinita	Alta	Média	Média	Moderada	Alta
24°–25°	Caulinita	Alta	Média	Moderada	Alta	Alta
26°–30°	C-S-H / C-A-H	Ausente	Alta	Moderada	Fraca	Ausente
35°–37°	Hematita	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
38°–40°	Calcita	Ausente	Moderada	Fraca	Fraca	Fraca
42°–45°	Cristobalita/Sílica	Fraca	Moderada	Fraca	Fraca	Fraca

4.3. DESEMPENHO MECÂNICO DO SOLO

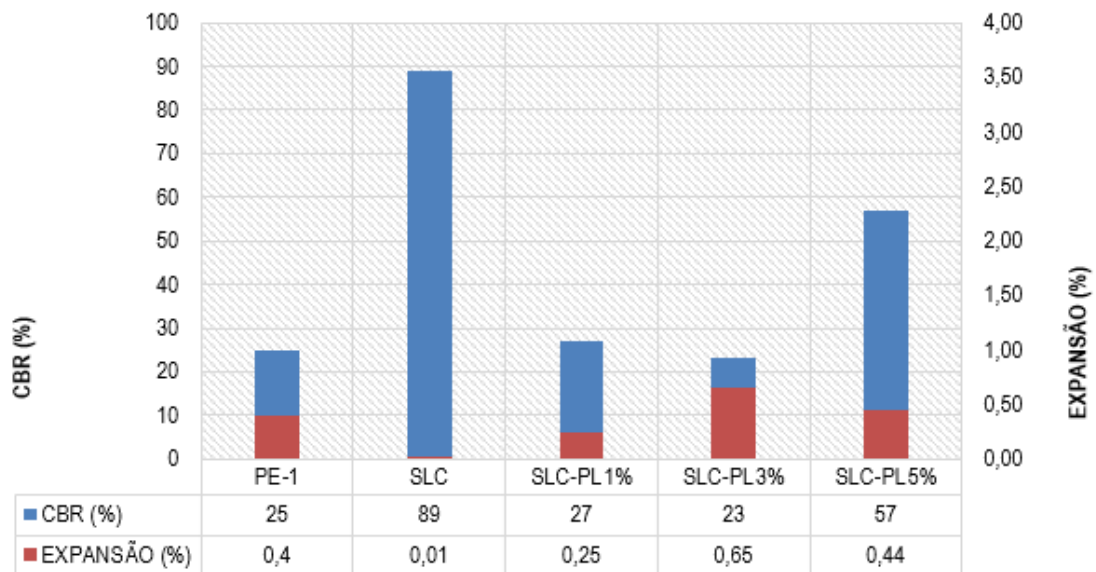
4.3.1. ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA

Apesar de ser um ensaio simples, de fácil entendimento e execução, cujos resultados são reconhecidos mundialmente, o CBR ainda sofre fortes críticas na pavimentação. Isto porque a metodologia do ensaio não é capaz de representar os esforços a que o pavimento está submetido, se fazendo necessária a complementação dos estudos com análise mecanística-empírica para avaliar o desempenho estrutural do pavimento.

A partir da análise da Figura 40, que apresenta os resultados de CBR e expansão das amostras estudadas e, tendo em vista os valores de referência do Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), o solo laterítico natural (PE-1) atende aos requisitos apenas para as camadas de subleito e reforço de subleito.

Para camada de sub-base, apesar de o solo atingir aos requisitos de CBR e expansão, o índice de grupo é diferente de zero. Todos os solos atingem os critérios de CBR e expansão para utilização do material na camada de sub-base, sendo necessária a verificação do índice de grupo para os materiais estabilizados. Para a camada de base, apenas o SLC possui CBR e expansão com valores satisfatórios.

Figura 40: Comparação entre CBR e Expansão dos materiais natural e estabilizados



Os resultados de Patrício (2015) e Machado et al. (2017) corroboram com este estudo, havendo ganhos significativos nos valores de CBR comparando o solo natural e os estabilizados. Quanto maior o teor de associação polimérica utilizado, maior o ganho de CBR. Machado et al. (2017) ainda avaliou a influência da cura, e notou ganho de valor de CBR com 7 dias de cura.

4.3.2.RCS E RTCD

Para estes ensaios foram considerados adequados os corpos de prova com altura de 200 ± 2 mm e diâmetro de 100 ± 1 mm, umidade de moldagem compreendida entre $\pm 0,5$ ponto percentual em relação à umidade ótima e grau de compactação entre 98% e 102% da densidade determinada no ensaio de compactação. Posteriormente, para o ensaio de RT, os corpos de prova foram serrados para atender ao requisito da norma DNIT-ME 136/2018, utilizada como referência para resistência à tração pela norma do ensaio de fadiga, DNIT-ME 434/2021, em que os CPS devam ter altura compreendida entre 35 e 65 mm.

Os resultados de resistência à compressão simples (RCS) e resistência à tração por compressão diametral (RTCD) estão apresentados na Tabela 16 e Figuras 41 e 42.

A incorporação de cal ao solo natural promoveu ganhos da ordem de 47% na resistência à compressão simples e 102% na resistência à tração por compressão diametral para 7 dias de cura, o que se assemelha, em termos de tendência observada, aos estudos de Patrício (2015) e Machado et al. (2017). A incorporação do polímero resultou em uma redução das resistências à compressão simples e à tração por compressão diametral, tanto aos 7 quanto aos 28 dias de cura, quando comparada à mistura de solo e cal. No entanto, em relação ao solo natural, a resistência à tração apresentou ganhos significativos já aos 7 dias de cura, com o percentual de aumento sendo duas vezes maior aos 28 dias. Para a resistência à compressão simples, os ganhos foram mais expressivos aos 28 dias de cura.

Tabela 16: Resumo dos ensaios de RCS e RT para os solos natural e estabilizados.

AMOSTRA	RCS média (MPa)		% VARIAÇÃO CURA	% VARIAÇÃO PE-1	
	7 dias	28 dias		7 dias	28 dias
PE-1	0,839	-			
SLC	1,232	1,715	39%	47%	104%
SLC+PL1%	0,587	1,324	126%	- 30%	58%
SLC+PL3%	0,495	1,090	120%	- 41%	30%
SLC+PL5%	0,708	1,468	107%	- 16%	75%

AMOSTRA	RTCD média (MPa)		% VARIAÇÃO CURA	% VARIAÇÃO PE-1	
	7 dias	28 dias		7 dias	28 dias
PE-1	0,109				
SLC	0,220	0,352	60%	102%	223%
SLC+PL1%	0,200	0,307	54%	83%	182%
SLC+PL3%	0,190	0,310	63%	74%	184%
SLC+PL5%	0,195	0,280	44%	79%	157%

Os autores mencionados também constataram uma tendência de aumento na resistência à tração (RT) e na resistência à compressão simples (RCS) após 28 dias de cura, embora os valores obtidos tenham sido inferiores aos observados no presente estudo. Esses resultados reforçam a influência significativa do tempo de cura no desempenho mecânico do material. No entanto, é importante destacar que a associação polimérica empregada por Patrício (2015) e Machado et al. (2017) incluía um polímero adicional com a função de acelerar o tempo de cura do polímero acrílico industrial utilizado. Dessa forma, os resultados obtidos para 7 dias de cura nos estudos desses pesquisadores não apresentam uma correlação direta com os resultados de 7 dias de cura observados nesta pesquisa.

Figura 41: Comparação entre a RCS dos materiais natural e estabilizados, para 7 e 28 dias.

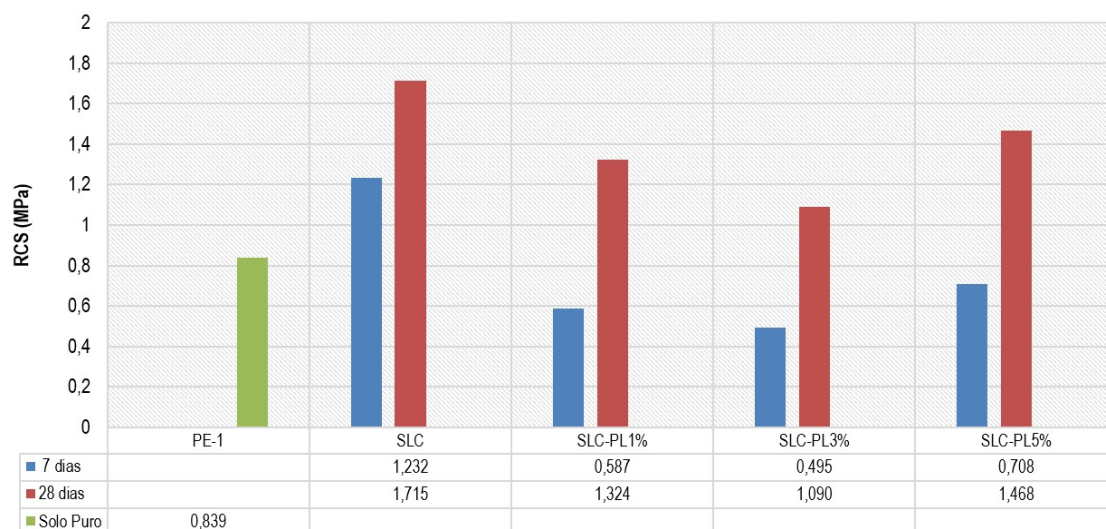
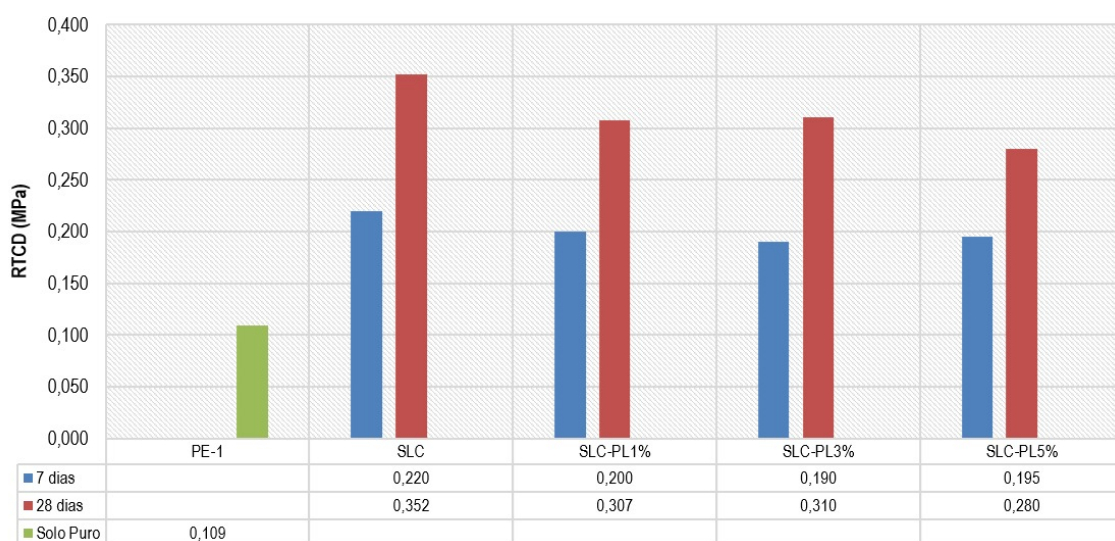


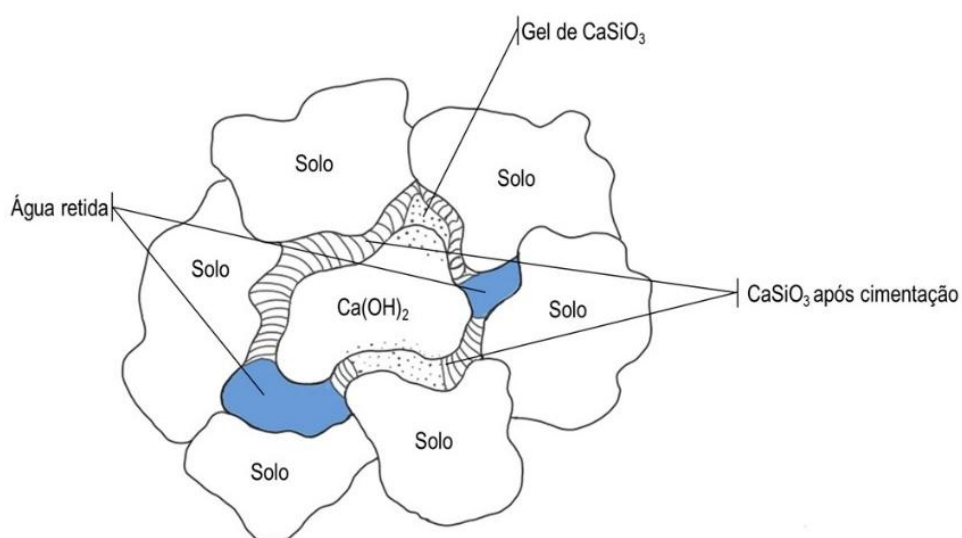
Figura 42: Comparação entre a RTCD dos materiais natural e estabilizados, para 7 e 28 dias.



O processo de estabilização pela mistura do solo com a cal ocorre logo após o umedecimento da mistura, quando se iniciam as reações entre os íons Ca^{2+} e OH^- provenientes da cal e os componentes do solo. Esse processo induz uma troca iônica, na qual os cátions Na^+ e K^+ da argila são substituídos por Ca^{2+} , resultando em um aumento na concentração eletrolítica nos poros do solo.

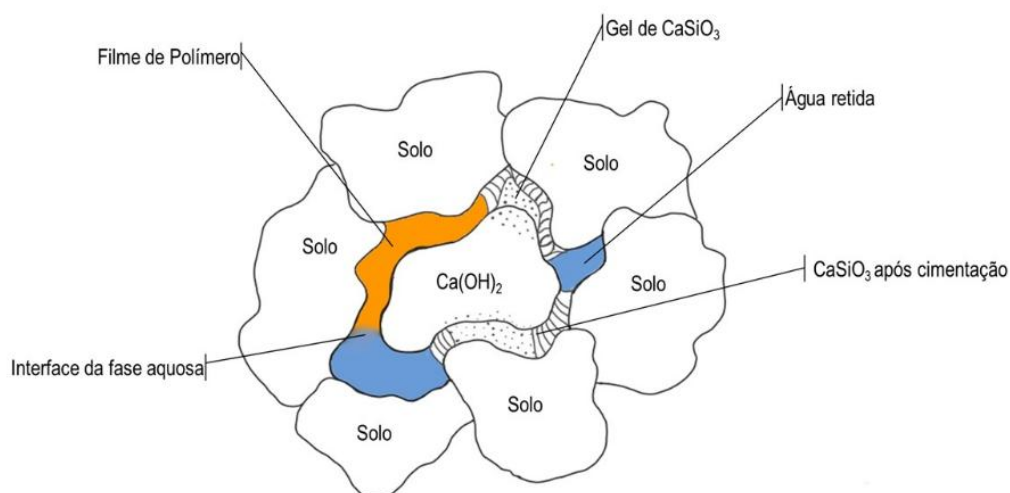
Conforme os componentes argilosos do solo reagem com a cal, iniciam-se reações cimentantes, impulsionadas pela interação entre as partículas reativas do solo, especialmente a sílica (SiO_2), formando compostos cimentantes. O pH elevado da mistura, decorrente das moléculas de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ leva à dissolução das moléculas de silício e alumínio, que se combinam com os íons de cálcio, originando compostos cimentícios que interligam as partículas do solo (Figura 43).

Figura 43: Modelo de estabilização química do solo com cal



O comportamento observado seguiu um padrão consistente: com 1% de polímero houve redução de resistência. Este decréscimo se relaciona com a redução da capacidade de cimentação da reação pozolânica, pois o envolvimento das partículas de solo pelo polímero reduz a superfície específica de contato fazendo com que a cal adicionada reaja menos que seu máximo potencial para o teor inserido. A Figura 44 apresenta graficamente a influência da formação do filme de polímero no potencial de estabilização da cal no solo.

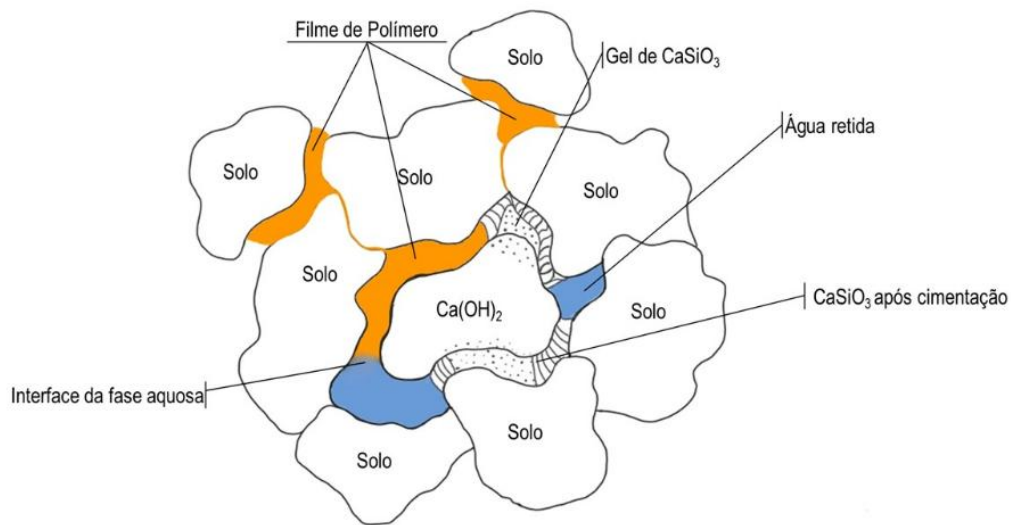
Figura 44: Influência do filme de polímero na redução do potencial de estabilização do solo com a cal



O comportamento descrito pode ser confirmado, ainda, na análise difratométrica de raios-X apresentada no item 4.2: A presença de compostos cimentantes (C-S-H e C-A-H) foi mais evidente na mistura solo-cal, e os picos correspondentes à atividade pozolânica se tornaram progressivamente menos intensos chegando quase à completa ausência no teor de 5% de polímero.

Para o maior teor de polímero avaliado, pode-se observar um incremento de resistência à tração. Este aumento pode ser atribuído ao poder aglutinante do polímero que, em maiores quantidades, consegue envolver de forma mais ampla os grãos de solo e, conseqüentemente, estabelece conexão com os grãos circunvizinhos (Figura 45). No entanto, este comportamento só pode ser atestado mediante a incorporação de maiores teores de polímero na mistura solo+cal+polímero em comparação à avaliação da estabilização solo+polímero.

Figura 45: Processo de aglutinação promovida pelo polímero em teor de 5%



4.3.3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Para este ensaio foram considerados adequados os corpos de prova com altura de 200 ± 2 mm e diâmetro de 100 ± 1 mm, umidade de moldagem compreendida entre $\pm 0,5$ ponto percentual em relação à umidade ótima e grau de compactação entre 98% e 102% da densidade determinada no ensaio de compactação.

Foram realizados os ensaios de módulo de resiliência para o solo natural e os solos estabilizados. Os parâmetros de regressão foram obtidos através de regressão múltipla não linear no programa "STATISTICA", versão 10. A Tabela 17 sumariza os valores de MR, bem como os modelos utilizados e os coeficientes de regressão e de determinação (R^2) para cada modelo. Os gráficos que originaram tais coeficientes podem ser consultados no Anexo A.

Tabela 17: Ensaio de módulo de resiliência e comparação dos modelos de regressão.

Parâmetro	PE-1	SLC		SLC + PL1%		SLC + PL3%		SLC + PL5%	
Módulo		7 dias	28 dias	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias
MR _{Mínimo} (MPa)	299	411	675	458	350	297	482	394	366
MR _{Médio} (MPa)	461	635	843	627	584	462	635	578	547
MR _{Máximo} (MPa)	618	904	1028	858	829	718	829	794	751
Modelo de regressão									
Modelo Clássico (Confinante)	$MR = k_1 x \sigma_3^{k_2}$								
Coeficiente de regressão (k_1)	298,38	1505,81	1343,47	1301,42	1727,35	1278,04	1045,51	1379,13	1217,33
Coeficiente de regressão (k_2)	-0,15	0,31	0,17	0,26	0,39	0,37	0,18	0,32	0,29
R ²	0,20	0,81	0,77	0,82	0,90	0,86	0,58	0,84	0,73
Modelo Clássico (Desvio)	$MR = k_1 x \sigma_d^{k_2}$								
Coeficiente de regressão (k_1)	274,22	868,21	1008,37	835,14	919,91	715,95	719,05	809,14	717,25
Coeficiente de regressão (k_2)	-0,22	0,15	0,08	0,14	0,22	0,21	0,06	0,16	0,13
R ²	0,70	0,28	0,29	0,32	0,41	0,42	0,10	0,33	0,23
Modelo Composto	$MR = k_1 x \sigma_3^{k_2} x \sigma_d^{k_3}$								
Coeficiente de regressão (k_1)	412,74	1696,93	1421,31	1407,66	1878,50	1484,12	1175,98	1611,94	1389,06
Coeficiente de regressão (k_2)	0,25	0,48	0,25	0,40	0,50	0,52	0,35	0,50	0,46
Coeficiente de regressão (k_3)	-0,36	-0,16	-0,07	-0,14	-0,10	-0,12	-0,17	-0,17	-0,16
R ²	0,85	0,95	0,87	0,92	0,96	0,91	0,87	0,93	0,89

Entre os modelos de regressão, o modelo composto foi o que melhor explicou o comportamento resiliente do solo. O valor de R^2 para todos os ensaios neste modelo foi superior a 0,8. O modelo de tensão confinante apresentou boa conformidade para os solos estabilizados, enquanto o modelo de desvio apresentou valor de R^2 aceitável apenas para o solo PE-1.

De modo geral, os coeficientes de regressão k_2 e k_3 indicam quais tensões possuem mais influência no valor de MR do solo. Um valor alto de tensão, submetido a um coeficiente de regressão negativo indica redução no módulo de resiliência do material. Para o solo natural, tanto o modelo clássico quanto o composto apresentaram o mesmo comportamento: o coeficiente de regressão associado à tensão desviadora é negativo para ambos os casos. Assim, quanto maior o valor de tensão desviadora, menor o valor de MR (SOUSA *et al.*, 2021)

O coeficiente de regressão k_2 para o modelo composto apresentou valores positivos e superiores ao coeficiente k_3 . Isso indica que o aumento da tensão confinante resulta em um acréscimo do módulo de resiliência. Sabendo que a tensão de desvio é responsável pela deformação angular dos materiais, enquanto a tensão de confinamento influencia a deformação volumétrica, o incremento da deformação volumétrica promove um aumento do atrito entre as partículas.

As Figuras 46, 47 e 48 apresentam, respectivamente, um comparativo entre os valores de MR mínimo, médio e máximo entre o solo natural e os solos estabilizados para 7 e 28 dias de cura.

Figura 46: Comparativo do MR mínimo entre o solo natural e os solos estabilizados, para 7 e 28 dias de cura.

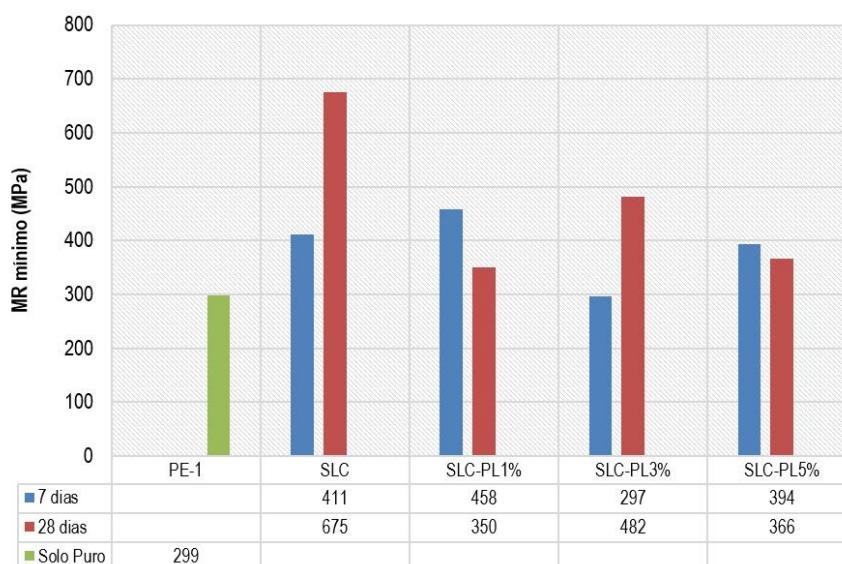


Figura 47: Comparativo do MR médio entre o solo natural e os solos estabilizados, para 7 e 28 dias de cura.

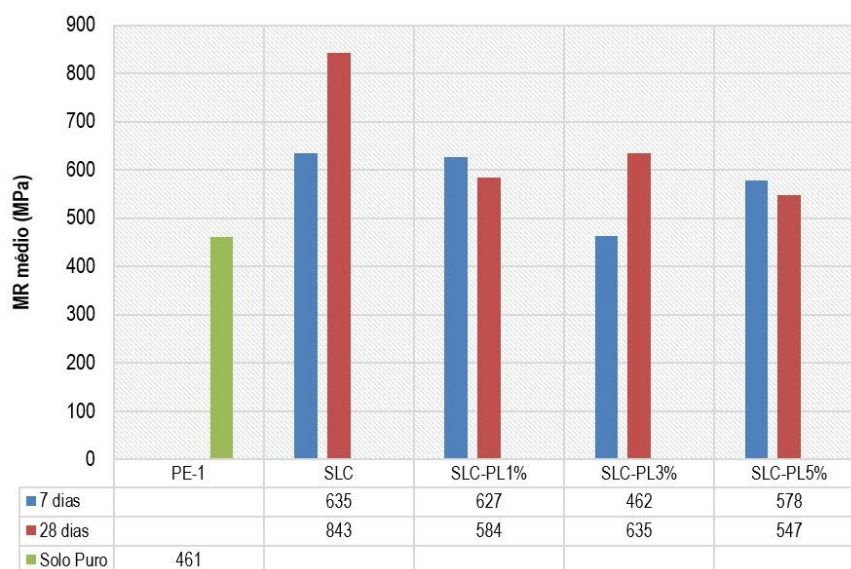
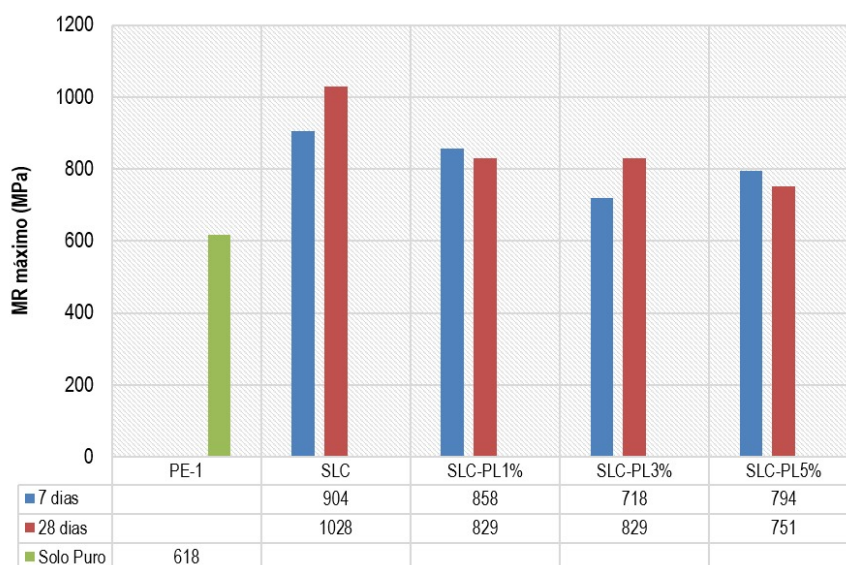


Figura 48: Comparativo do MR máximo entre o solo natural e os solos estabilizados, para 7 e 28 dias de cura.



Como esperado, para 28 dias houve aumento no valor do módulo de resiliência para o solo-cal, que pode ser atribuído à rigidez que a cal promove no solo. Analisando os valores de MR médio, o SLC+PL3% apresentou os ganhos mais significativos de rigidez. As variações no módulo de resiliência (MR) observadas para as diferentes propostas de solo estabilizado ao longo de 7 e 28 dias de cura podem ser justificadas com base nas interações físico-químicas e na evolução das propriedades mecânicas dos materiais ao longo do tempo.

Para o SLC, com 7 dias o MR inicial é relativamente baixo, refletindo a fase inicial de cura, onde a reação pozolânica entre a cal e o solo ainda está em estágio inicial. Aos 28 dias é possível observar um

aumento significativo no MR, indicando que a reação pozolânica atingiu um estágio mais avançado. A formação dos silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) e aluminatos de cálcio hidratados (C-A-H) contribui para o aumento da rigidez e da resistência do material.

Com 7 dias, o SLC+PL1% resultou em um MR ligeiramente inferior ao do SLC, indicando que o polímero começa a revestir as partículas, impedindo a ação da cal e atuando como agente ligante. Não houve alteração significativa para 28 dias. O mesmo comportamento pode ser observado para o teor de 5% de polímero. Em virtude do aumento do teor, a cal possivelmente não desempenha mais papel significativo para ganho de resistência, sendo o ganho dependente da cura do polímero e da sua capacidade de revestir e unir as partículas.

Osten (2018); Pascoal (2020) e Serra *et al.* (2020) verificaram que solos lateríticos naturais podem apresentar módulo de resiliência variando de 100 a 500 MPa. Em relação à estabilização, os resultados obtidos estão em consonância com o estudo de Silva (2016), que constatou, em um solo LG' tratado com cal, um incremento de 54% no módulo de resiliência (MR) em comparação ao solo em seu estado natural. Patrício (2015) também observou incremento no módulo de resiliência dos solos A-2-6, A-5 e A-2-4 estabilizados com a associação polimérica em comparação com o solo natural.

4.3.4.FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Para este ensaio foram considerados adequados os corpos de prova com altura de 200 ± 2 mm e diâmetro de 100 ± 1 mm, umidade de moldagem compreendida entre $\pm 0,5$ ponto percentual em relação à umidade ótima e grau de compactação entre 98% e 102% da densidade determinada no ensaio de compactação. Posteriormente, os corpos de prova foram serrados para atender ao requisito da norma DNIT-ME 434/2021, em que os CPS devam ter altura compreendida entre 50 e 70 mm.

Nas Figuras 49 a 54 apresentam um comparativo dos modelos de fadiga dos materiais estabilizados para os tempos de cura de 7 e 28 dias, respectivamente.

Salienta-se que, em razão da resistência à tração do solo natural ser baixa, não houve viabilidade e resultado significativo de vida de fadiga, desta forma, a fadiga foi avaliada para as misturas de solo-cal e solo-cal-polímero, em todas as suas variações de teor.

Para 28 dias, a resistência a tração dos solos estabilizados teve ganho variando entre 45% e 63% (Vide Tabela 16). A estabilização do solo com a cal traz rigidez à mistura, dificultando a possibilidade de o solo resistir a cargas cíclicas. Era esperado que o polímero agregasse alguma flexibilidade ao compósito, comportamento comprovado com os ensaios de FRX e DRX.

Figura 49: Comparativo do desempenho à fadiga do SLC para um tempo de cura de 7 e 28 dias.

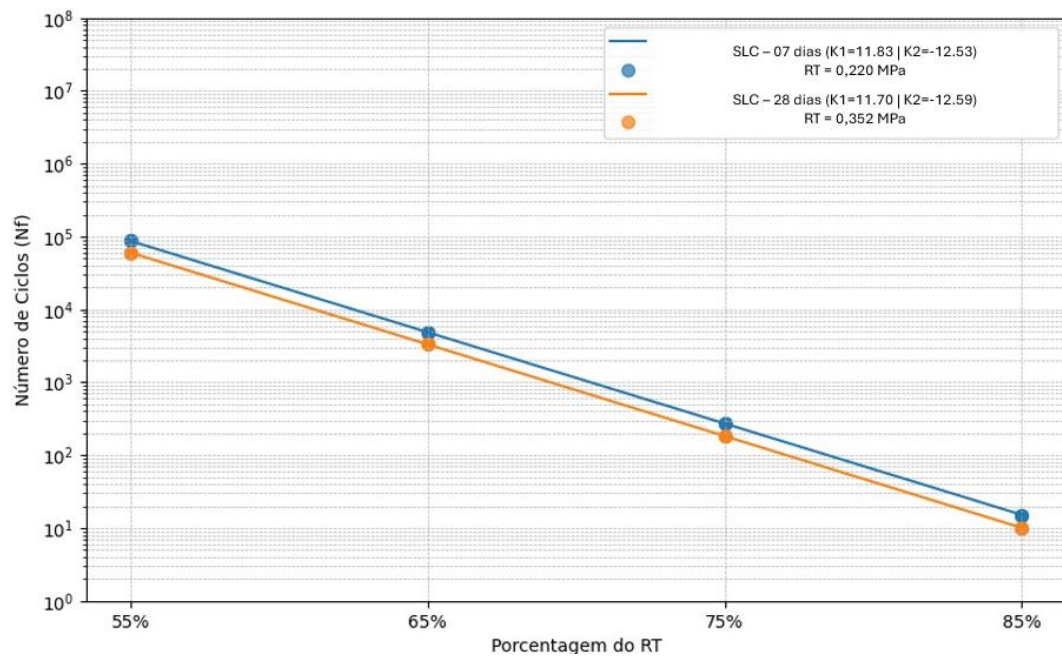


Figura 50: Comparativo do desempenho à fadiga do SLC+PL1% para um tempo de cura de 7 e 28 dias.

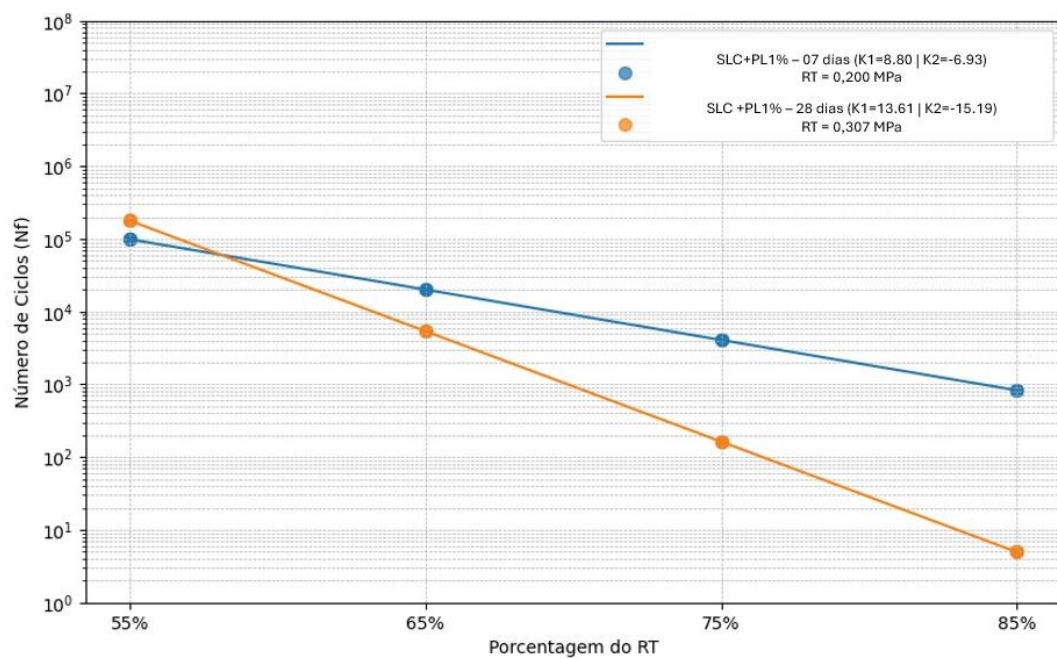


Figura 51: Comparativo do desempenho à fadiga do SLC+PL3% para um tempo de cura de 7 e 28 dias.

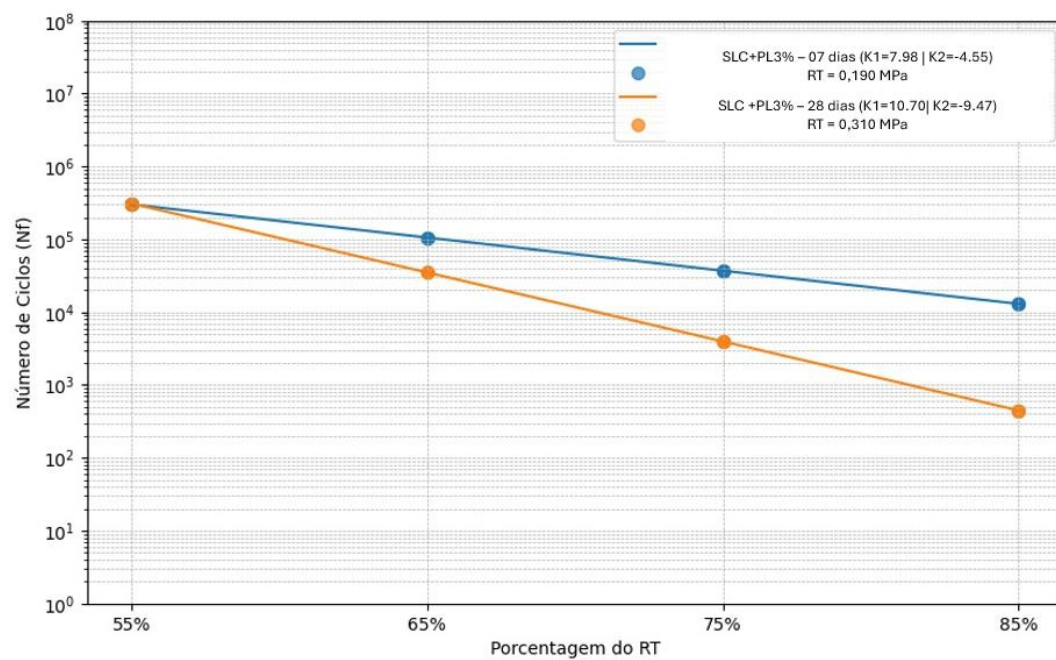


Figura 52: Comparativo do desempenho à fadiga do SLC+PL5% para um tempo de cura de 7 e 28 dias.

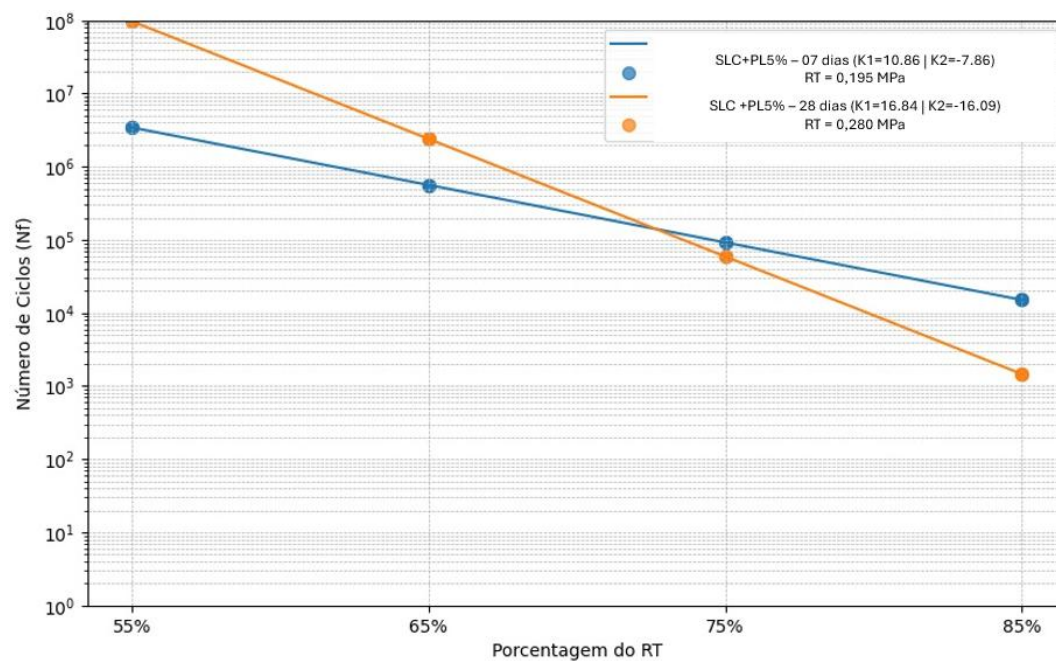


Figura 53: Comparativo do desempenho à fadiga dos solos estabilizados para um tempo de cura de 7 dias.

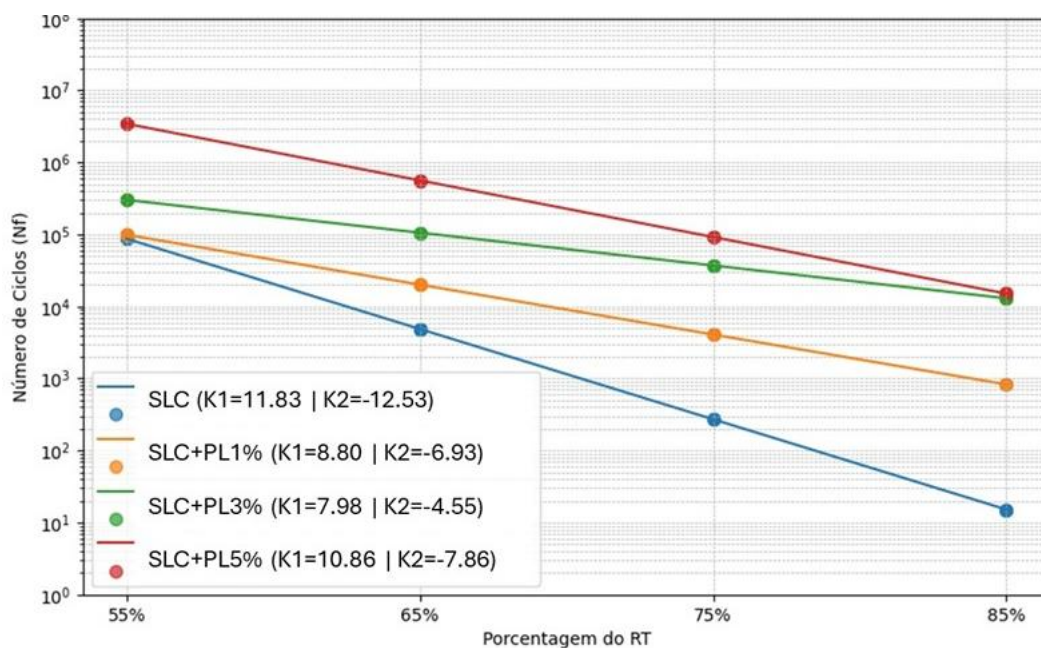
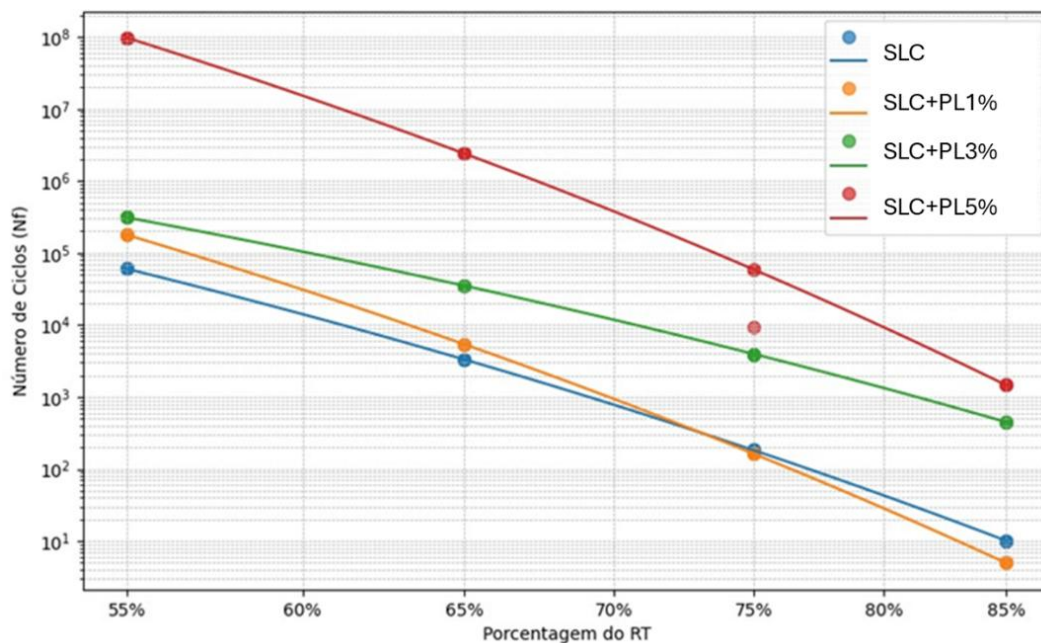


Figura 54: Comparativo do desempenho à fadiga dos solos estabilizados para um tempo de cura de 28 dias



A partir das análises comparativas apresentadas nas Figuras 49 a 52, observou-se que, para a maioria dos percentuais de resistência à tração (RT), os solos estabilizados com 7 dias de cura apresentaram desempenho superior em termos de vida de fadiga em comparação aos solos com 28 dias de cura, com exceção da mistura SLC+PL5%. No caso específico da mistura SLC+PL5%, o ganho na vida de fadiga foi mais expressivo. O número de ciclos de fadiga para 28 dias de cura em nível de tensão de 70% da RT

superou o observado para 7 dias, indicando que, além do aumento da resistência, houve um incremento na vida de fadiga do material. Esse resultado sugere que a adição de 5% de polímero conferiu maior flexibilidade e durabilidade à mistura, otimizando seu desempenho em condições de carregamento cíclico.

Ainda, ao analisar a tensão aplicada, verificou-se que os solos com 28 dias de cura foram submetidos a valores de força numericamente superiores para um mesmo percentual de RT, em decorrência do aumento da resistência à tração. Esse comportamento indica que, apesar da redução no número de ciclos de fadiga, houve uma melhoria no desempenho do solo após 28 dias de cura, evidenciando um ganho significativo em sua capacidade de suportar cargas mais elevadas.

Esta capacidade de suporte pode ser analisada por meio dos gráficos que relacionam o número de ciclos à tensão aplicada, apresentados nas Figuras 53 a 56, bem como na Tabela 18. Para cada percentual de RT ensaiado, foi determinado o valor de tensão correspondente e, subsequentemente, calculado o número de ciclos para cada tensão, utilizando os coeficientes de regressão de cada modelo obtido. Os resultados demonstraram que, para todos os valores de tensão avaliados, o número de ciclos obtido no modelo de 28 dias foi superior em todas as amostras de solo analisadas.

Tabela 18: Carga do ensaio versus número de ciclos do modelo.

CARGA DO ENSAIO (MPa)	Nf Modelo (7D)	Nf Modelo (28D)
SLC		
0,121	87.170	22.457.664
0,143	4.868	3.631.039
0,165	272	587.080
0,187	15	94.921
0,192	8	60.191
0,228	0	3.316
0,262	0	183
0,297	0	10
SLC+PL1%		
0,110	99.001	145.679.148
0,130	20.094	14.915.969
0,150	4.079	1.527.234
0,170	828	156.372
0,169	907	178.267
0,200	78	5.393
0,230	7	163
0,261	1	5
SLC+PL3%		
0,105	301.788	32.259.496
0,124	105.822	8.476.085
0,143	37.107	2.227.066
0,162	13.012	585.155
0,171	7.920	310.681
0,202	1.433	35.095
0,233	259	3.964
0,264	47	448
SLC+PL5%		
0,137	227.882	938.179.015
0,146	92.188	285.383.310
0,156	37.294	76.057.642
0,166	15.087	20.270.158
0,196	910	383.707
0,210	248	60.256
0,224	68	9.462
0,238	18	1.486

Figura 55: Comparativo no número de ciclos versus tensão para 7 e 28 dias de cura do solo SLC.

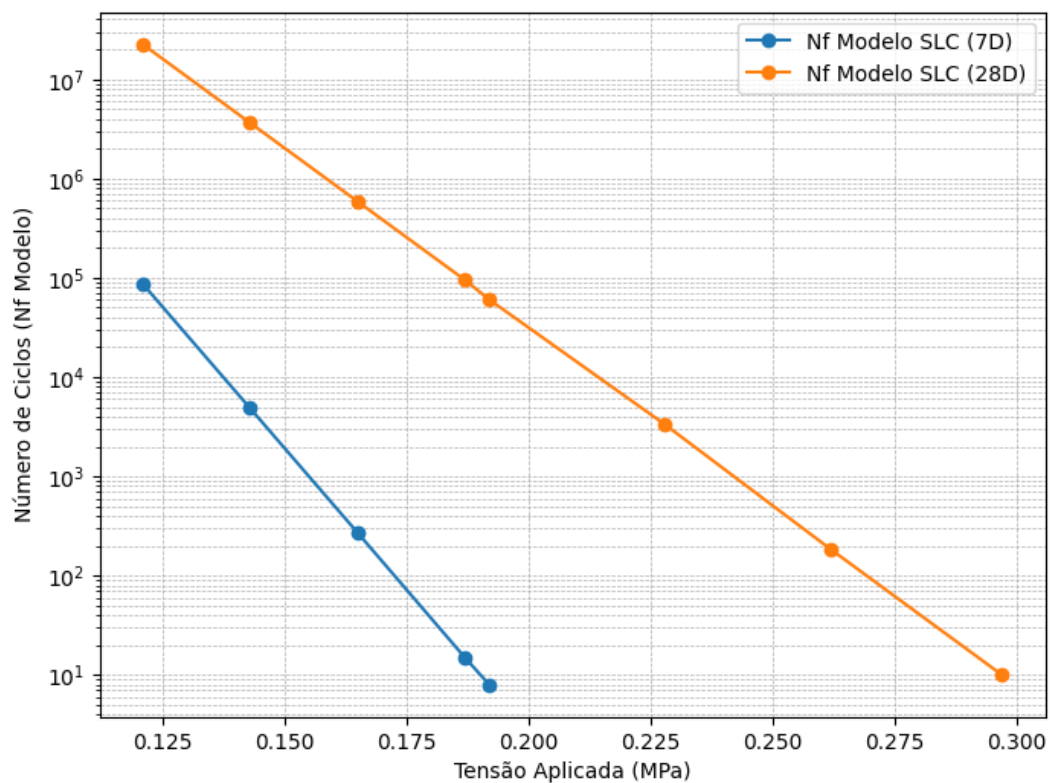


Figura 56: Comparativo no número de ciclos versus tensão para 7 e 28 dias de cura do solo SLC+PL1%.

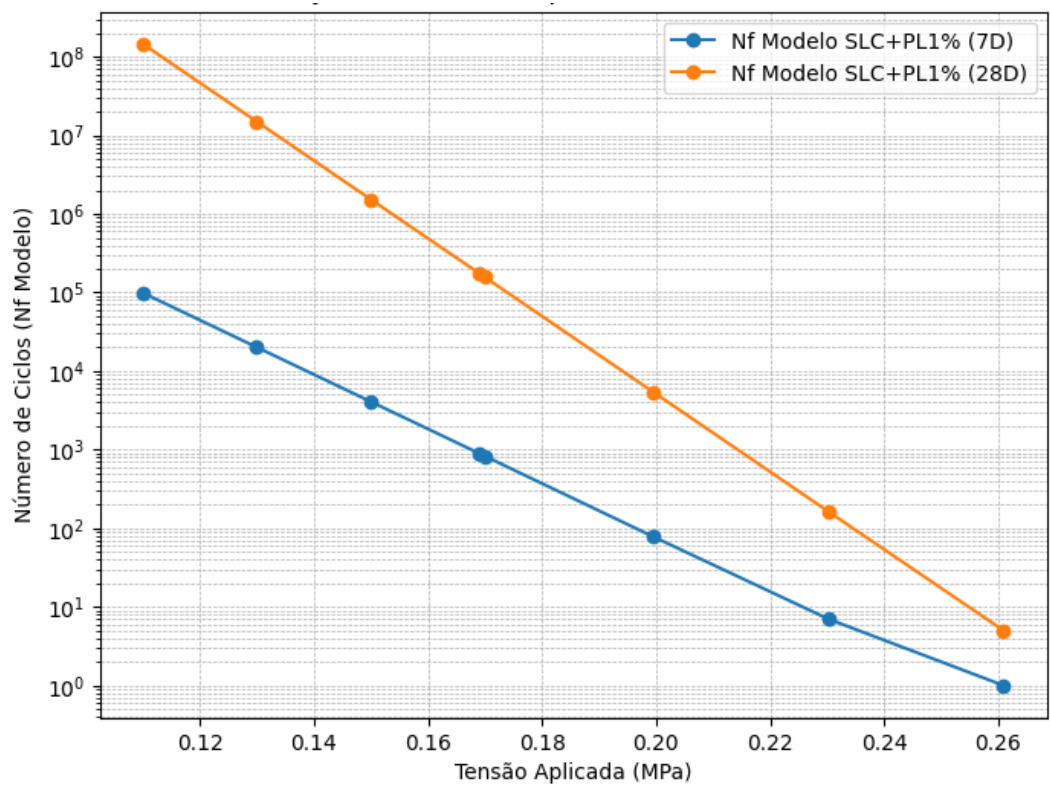


Figura 57: Comparativo no número de ciclos versus tensão para 7 e 28 dias de cura do solo SLC+PL3%.

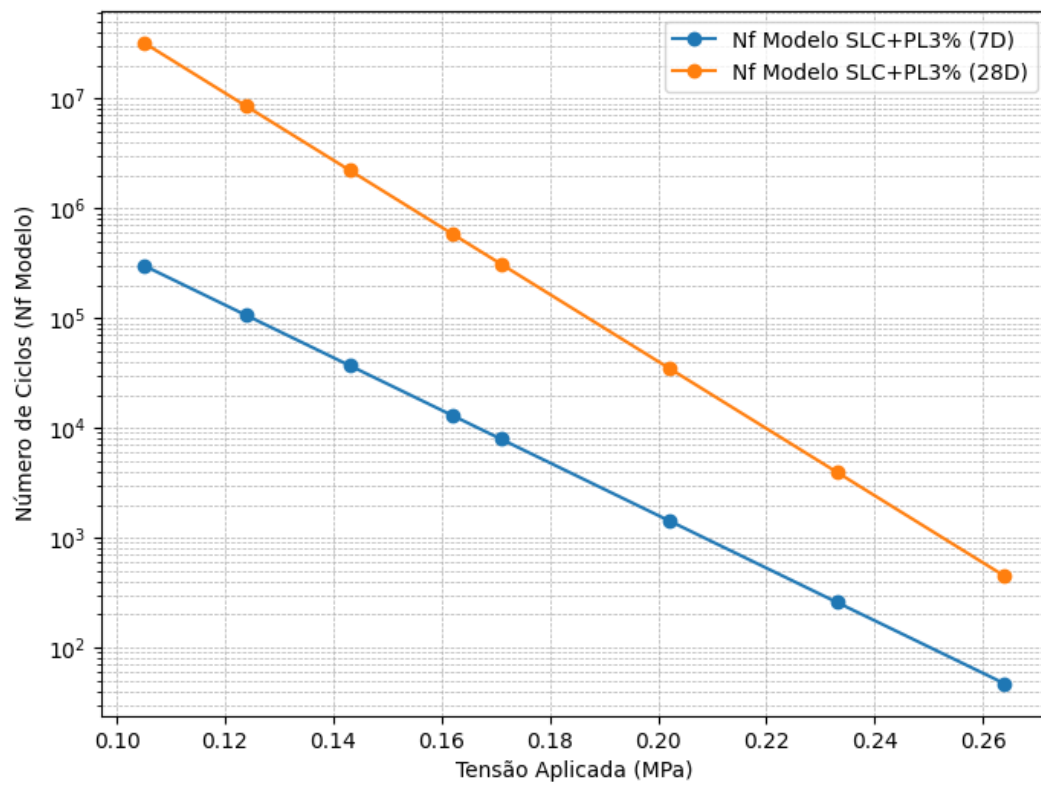
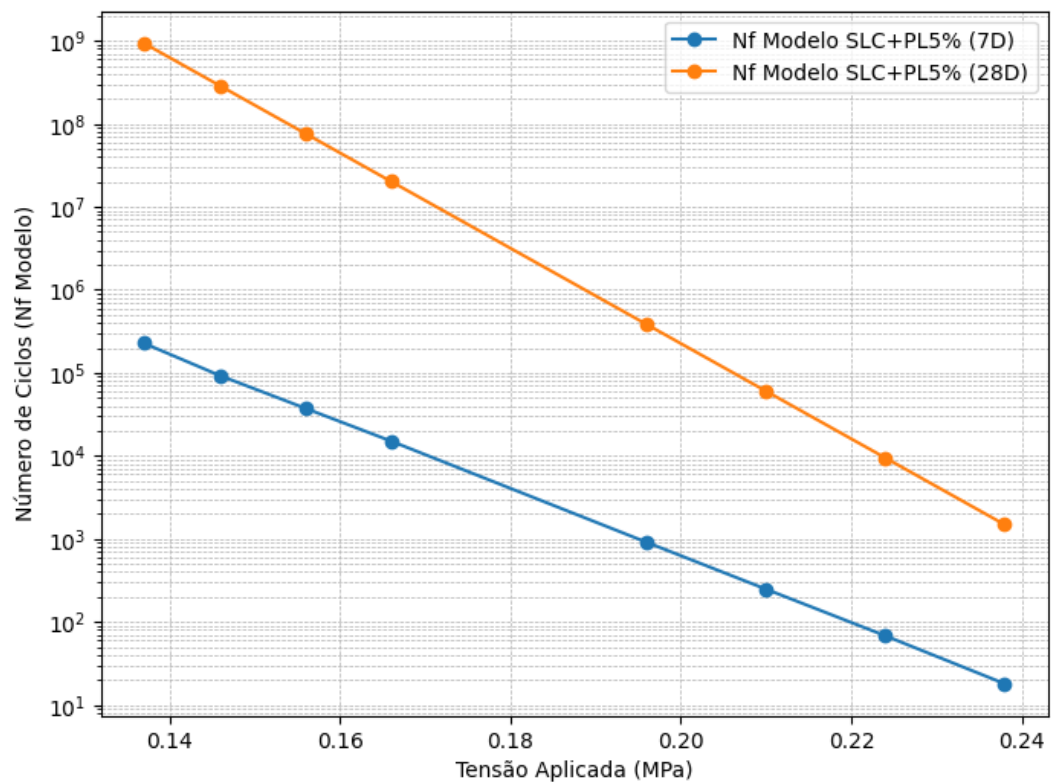


Figura 58: Comparativo no número de ciclos versus tensão para 7 e 28 dias de cura do solo SLC+PL5%.



Vale ressaltar que os comparativos apresentados são baseados no modelo de fadiga, o qual depende dos coeficientes de regressão. Os parâmetros de regressão foram determinados por meio de regressão múltipla não linear no software *STATISTICA* (versão 10), com coeficientes de determinação (R^2) superiores a 0,95 para todas as modelagens realizadas

Com o intuito de apresentar uma análise mais detalhada, o número real de ciclos de fadiga pode ser consultado na Tabela 18, enquanto as curvas individuais de fadiga estão disponíveis no Anexo B. Para o cálculo do percentual de variação a que se refere na Tabela 18 foi feita a média do número de ciclos (CP01, CP02 e CP03) para cada nível de tensão, e então comparada a variação entre os ciclos médio para cada tempo de cura dos materiais estabilizados.

Tabela 19: Relação entre o número de ciclos e o percentual de tensão aplicada para cada solo estabilizado.

% RT	TEMPO DE CURA	Nf			% VARIAÇÃO
SLC					
		CP01	CP02	CP03	
55%	7D	83648	87511	90335	-31%
	28D	55369	56705	68475	
65%	7D	3254	4475	6841	-32%
	28D	2020	3687	4214	
75%	7D	261	377	485	-32%
	28D	121	225	423	
85%	7D	8	22	34	63%
	28D	14	28	62	
SLC+PL1%					
		CP01	CP02	CP03	
55%	7D	97321	98202	101253	80%
	28D	155879	187604	191336	
65%	7D	18547	19341	24539	-74%
	28D	4216	4919	6845	
75%	7D	1735	2567	3349	-51%
	28D	774	1016	1958	
85%	7D	41	58	95	185%
	28D	160	190	202	
SLC+PL3%					
		CP01	CP02	CP03	
55%	7D	274556	288647	329751	4%
	28D	298776	300479	332879	
65%	7D	119745	130116	133654	-73%
	28D	32587	33687	37065	
75%	7D	8185	14551	14642	-45%
	28D	6118	6899	7575	
85%	7D	113	146	303	34%
	28D	178	238	336	
SLC+PL5%					
		CP01	CP02	CP03	
70%	7D	184457	238025	255349	67%
	28D	301187	387954	442586	
75%	7D	85900	93189	118878	-40%
	28D	53365	55214	69874	
80%	7D	34514	38224	39608	-77%
	28D	7568	8875	9547	
85%	7D	239	262	346	53%
	28D	345	401	551	

A partir da comparação entre os diferentes teores de polímero, observou-se que, tanto para 7 quanto para 28 dias de cura, a mistura SLC+PL5% apresentou um desempenho significativamente superior. Em

termos práticos, no percentual de 75% da resistência à tração (RT), o desempenho dessa mistura foi equivalente ao percentual de 55% da RT para as misturas SLC+PL1% e SLC+PL3%. Esse resultado está em consonância com a previsão de comportamento obtido a partir da execução e análise dos ensaios de caracterização química do polímero e confirma que, em teores mais elevados, o polímero envolve de maneira mais eficaz as partículas do solo, conferindo maior coesão e flexibilidade à mistura. Essa homogeneidade na distribuição do polímero, observada em teores mais altos, explica o desempenho superior da mistura SLC+PL5% em comparação com aquelas que utilizam teores mais baixos de emulsão polimérica.

A Figura 59 ilustra o momento de ruptura no plano induzido pelo ensaio de fadiga.

Figura 59: Ensaio de fadiga por compressão diametral.



(a) Corpo de prova durante ensaio.



(b) Corpo de prova após ruptura.

Estudos como o de Hoy *et al.* (2023) e Biswal *et al.* (2020) avaliaram a fadiga de diferentes tipos de solo estabilizados. Biswal *et al.* (2020) utilizou três amostras de solo laterítico granular estabilizados com cimento em percentuais variando de 2 a 8% da massa seca. Foi realizado o ensaio de fadiga por flexão em viga de quatro pontos. O solo estabilizado com 4% de cimento apresentou vida de fadiga variando de 100 a 100 mil ciclos, com percentuais de tensão compreendidos entre 60% e 85%.

Hoy *et al.* (2023) avaliou o desempenho à fadiga por compressão diametral de misturas de solo laterítico com agregado de concreto reciclado e escória de aço, estabilizados com cimento e látex de borracha natural. Para um nível de tensão de 70%, as misturas apresentaram número de ciclos variando entre 378 e 2865 ciclos. Os autores destacaram a influência do látex de borracha natural na fadiga, que trouxe às misturas maior flexibilidade, e consequentemente maior vida de fadiga.

4.4. ANÁLISE MECANÍSTICO-EMPÍRICA NO MeDiNa

Foi analisada a área trincada para considerando o modelo solo-cal e o modelo solo-cimento, subdividido em duas hipóteses, para tráfego leve (10^6) e pesado (10^7). Foram incorporadas às tabelas e gráficos o desempenho do solo-cimento (SC) do estudo de Ceratti (1991) utilizado em camada de base.

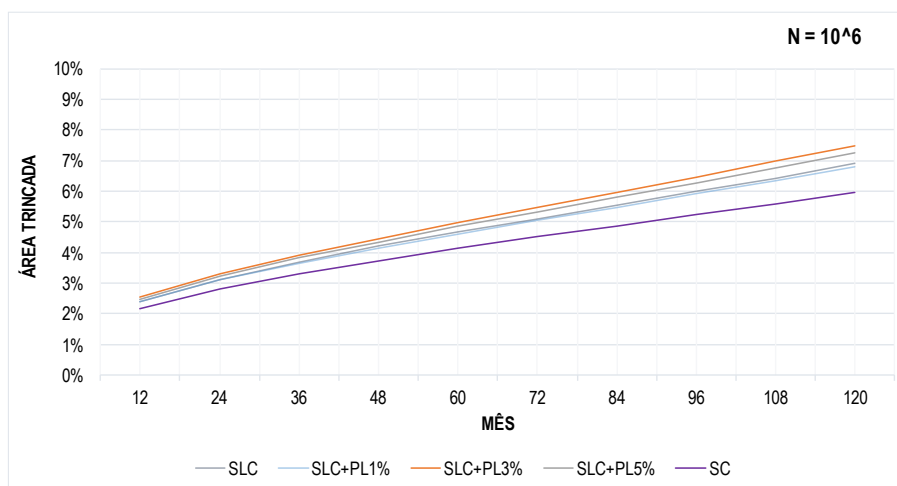
A simulação do desempenho do pavimento em relação à área trincada utilizando o modelo solo-cal para um tempo de projeto de 10 anos e taxa de crescimento de 3% encontra-se na tabela 20. Para esta simulação, foram considerados 7 dias de cura dos solos estabilizados.

Tabela 20: Área Trincada para solos estabilizados com 7 dias de cura no modelo solo-cal.

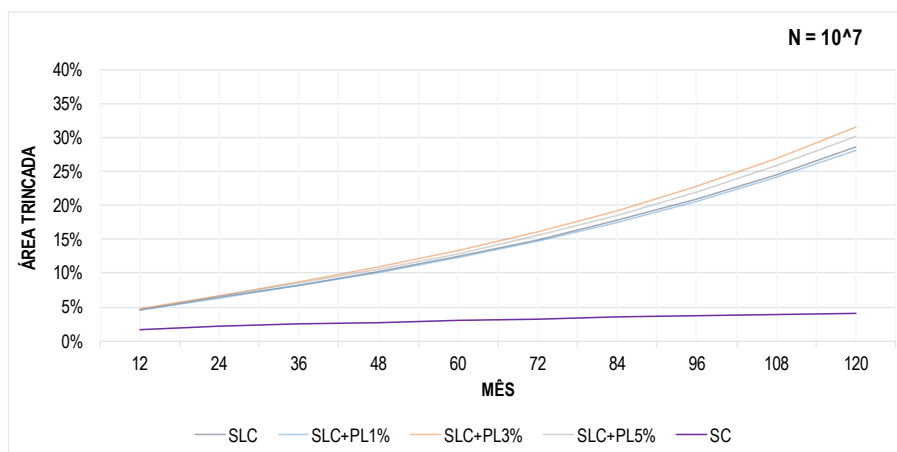
Tempo de Projeto	Área trincada (%) para tráfego N = 10^6				
	SLC	SLC+PL1%	SLC+PL3%	SLC+PL5%	SC
12° mês	2,40%	2,38%	2,53%	2,48%	2,18%
24° mês	3,13%	3,10%	3,30%	3,23%	2,82%
36° mês	3,70%	3,66%	3,91%	3,83%	3,32%
48° mês	4,20%	4,15%	4,46%	4,35%	3,74%
60° mês	4,66%	4,61%	4,97%	4,85%	4,14%
72° mês	5,11%	5,06%	5,47%	5,33%	4,51%
84° mês	5,55%	5,49%	5,97%	5,80%	4,87%
96° mês	6,00%	5,92%	6,47%	6,28%	5,23%
108° mês	6,44%	6,36%	6,98%	6,76%	5,59%
120° mês	6,90%	6,81%	7,50%	7,26%	5,95%

Tempo de Projeto	Área trincada (%) para tráfego N = 10^7				
	SLC	SLC+PL1%	SLC+PL3%	SLC+PL5%	SC
12° mês	4,53%	4,50%	4,68%	4,61%	1,64%
24° mês	6,42%	6,38%	6,70%	6,57%	2,10%
36° mês	8,27%	8,20%	8,69%	8,49%	2,45%
48° mês	10,24%	10,14%	10,86%	10,57%	2,74%
60° mês	12,44%	12,29%	13,29%	12,89%	3,00%
72° mês	14,91%	14,72%	16,06%	15,52%	3,24%
84° mês	17,73%	17,47%	19,23%	18,51%	3,47%
96° mês	20,92%	20,59%	22,84%	21,93%	3,69%
108° mês	24,53%	24,12%	26,94%	25,79%	3,90%
120° mês	28,58%	28,09%	31,53%	30,13%	4,11%

Figura 60: Comparativo de área trincada para 7 dias de cura utilizando modelo solo-cal.



(a) N=10⁶



(b) N=10⁷

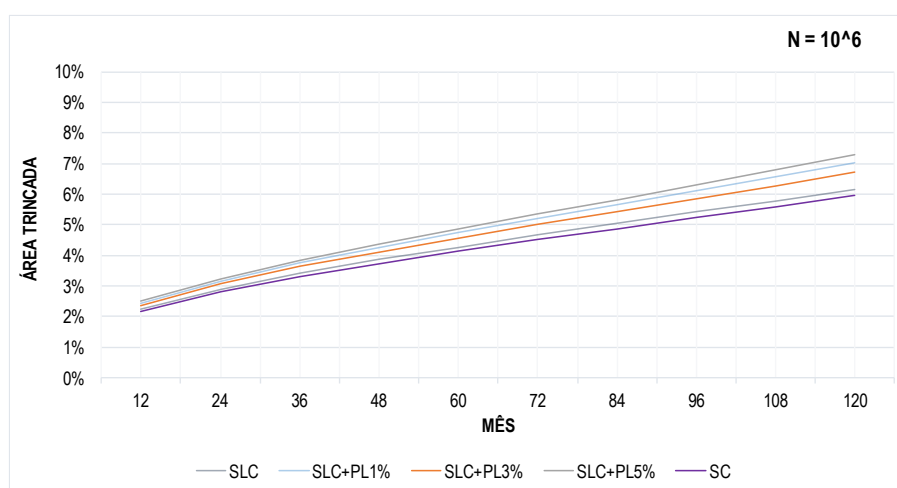
A Tabela 21 apresenta os valores de previsão de Área Trincada para os solos estabilizados com 28 dias de cura, sob tráfegos de $N=10^6$ e $N=10^7$, no modelo solo-cal e as Figuras 61 (a) e (b) o comparativo gráfico.

Tabela 21: Área Trincada para solos estabilizados com 28 dias de cura no modelo solo-cal.

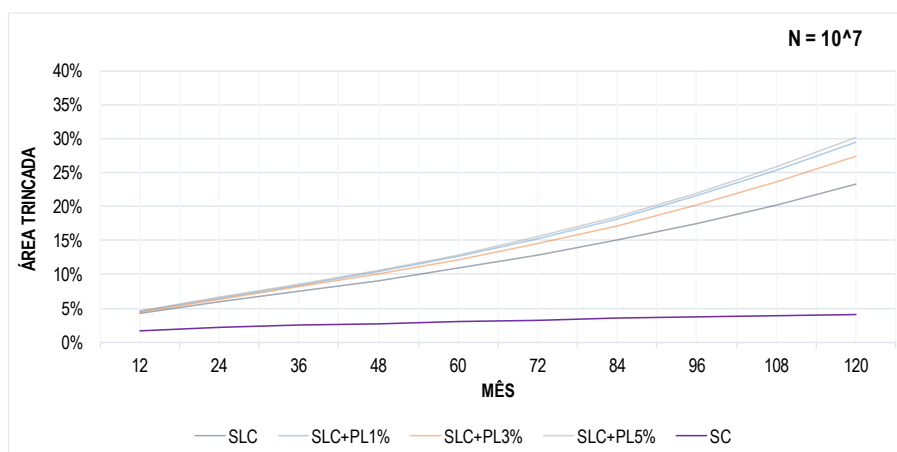
Tempo de Projeto	Área trincada (%) para tráfego N = 10 ⁶				
	SLC	SLC+PL1%	SLC+PL3%	SLC+PL5%	SC
12° mês	2,24%	2,44%	2,36%	2,49%	2,18%
24° mês	2,90%	3,17%	3,07%	3,24%	2,82%
36° mês	3,41%	3,75%	3,63%	3,84%	3,32%
48° mês	3,86%	4,26%	4,11%	4,37%	3,74%
60° mês	4,27%	4,74%	4,56%	4,86%	4,14%
72° mês	4,66%	5,20%	5,00%	5,35%	4,51%
84° mês	5,04%	5,66%	5,43%	5,82%	4,87%
96° mês	5,42%	6,11%	5,85%	6,30%	5,23%
108° mês	5,79%	6,57%	6,28%	6,79%	5,59%
120° mês	6,17%	7,04%	6,72%	7,29%	5,95%

Tempo de Projeto	Área trincada (%) para tráfego $N = 10^7$				
	SLC	SLC+PL1%	SLC+PL3%	SLC+PL5%	SC
12° mês	4,21%	4,58%	4,47%	4,61%	1,64%
24° mês	5,88%	6,51%	6,32%	6,58%	2,10%
36° mês	7,45%	8,40%	8,11%	8,50%	2,45%
48° mês	9,08%	10,44%	10,01%	10,58%	2,74%
60° mês	10,85%	12,71%	12,11%	12,90%	3,00%
72° mês	12,80%	15,27%	14,48%	15,54%	3,24%
84° mês	14,98%	18,20%	17,16%	18,55%	3,47%
96° mês	17,43%	21,52%	20,20%	21,97%	3,69%
108° mês	20,17%	25,28%	23,63%	25,84%	3,90%
120° mês	23,24%	29,51%	27,48%	30,19%	4,11%

Figura 61: Comparativo de área trincada para 28 dias de cura utilizando modelo solo-cal.



(a) $N=10^6$



(b) $N=10^7$

No modelo solo-cal, as curvas de progressão da área trincada apresentaram um comportamento distinto em comparação ao modelo solo-cimento. Essa diferença ocorre porque, no modelo solo-cal, são considerados exclusivamente os coeficientes de regressão do modelo composto de módulo de resiliência

(MR), sem levar em conta a redução do MR até o estado inicial, ou seja, o estado anterior à estabilização. Essa abordagem contrasta com o modelo solo-cimento, no qual a redução do MR até o estado inicial é incorporada na análise, através da função sigmoidal, influenciando diretamente o comportamento das curvas de deterioração.

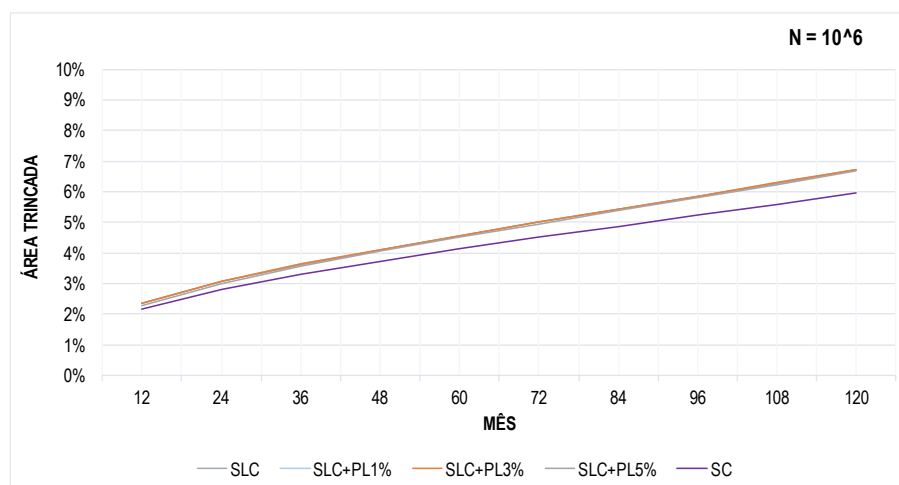
A Tabela 22 apresenta os valores de previsão de Área Trincada para os solos estabilizados com 7 e 28 dias de cura, sob tráfegos de $N=10^6$ e $N=10^7$, no modelo solo-cimento: hipótese 1 e as Figuras 62 (a) e (b) o comparativo gráfico.

Tabela 22: Área trincada para solos estabilizados com 7 e 28 dias de cura no modelo solo-cimento: hipótese 1.

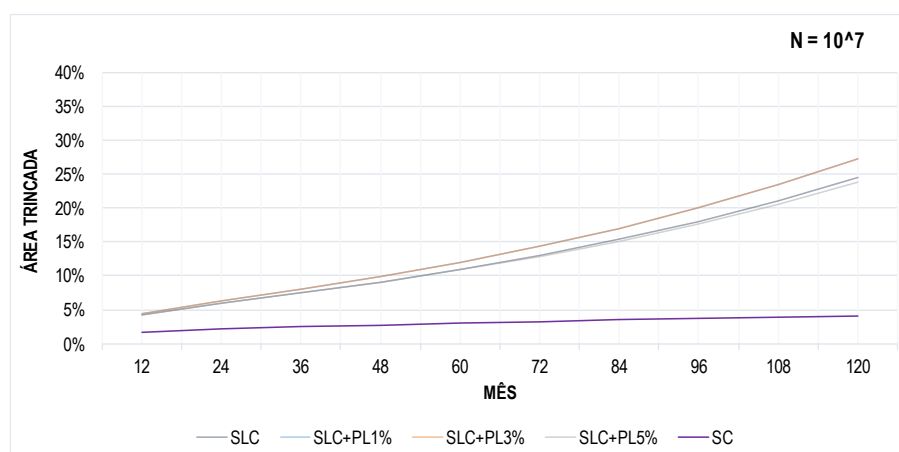
Tempo de Projeto	Área trincada (%) para tráfego $N = 10^6$				
	SLC	SLC+PL1%	SLC+PL3%	SLC+PL5%	SC
12° mês	2,36%	2,37%	2,37%	2,28%	2,18%
24° mês	3,07%	3,07%	3,07%	3,00%	2,82%
36° mês	3,62%	3,63%	3,63%	3,56%	3,32%
48° mês	4,11%	4,11%	4,11%	4,05%	3,74%
60° mês	4,56%	4,57%	4,57%	4,51%	4,14%
72° mês	5,00%	5,00%	5,00%	4,95%	4,51%
84° mês	5,43%	5,43%	5,43%	5,38%	4,87%
96° mês	5,85%	5,86%	5,86%	5,81%	5,23%
108° mês	6,28%	6,29%	6,29%	6,25%	5,59%
120° mês	6,72%	6,72%	6,72%	6,69%	5,95%

Tempo de Projeto	Área trincada (%) para tráfego $N = 10^7$				
	SLC	SLC+PL1%	SLC+PL3%	SLC+PL5%	SC
12° mês	4,21%	4,41%	4,45%	4,22%	1,64%
24° mês	5,89%	6,27%	6,29%	5,89%	2,10%
36° mês	7,47%	8,06%	8,07%	7,47%	2,45%
48° mês	9,13%	9,95%	9,95%	9,12%	2,74%
60° mês	10,95%	12,04%	12,04%	10,91%	3,00%
72° mês	12,99%	14,38%	14,38%	12,90%	3,24%
84° mês	15,32%	17,03%	17,03%	15,14%	3,47%
96° mês	17,98%	20,04%	20,03%	17,68%	3,69%
108° mês	21,02%	23,43%	23,42%	20,55%	3,90%
120° mês	24,49%	27,23%	27,22%	23,80%	4,11%

Figura 62: Comparativo de área trincada para 28 dias de cura utilizando modelo solo-cimento: hipótese 1



(a) N=10⁶



(b) N=10⁷

As curvas de progressão de área trincada para tráfego leve (10^6) e pesado (10^7) ficaram sobrepostas para uma análise do tempo de cura de 7 dias. Com 28 dias, a sobreposição também ocorreu, e os valores de área trincada se mantiveram constantes, com exceção da curva SLC+PL5%. Isto indica que, para o modo solo-cimento: hipótese 1, ainda que haja variação entre os módulos de resiliência dos solos estabilizados, o comportamento é definido pela previsão de deterioração do solo. A comparação com a camada de solo-cimento previamente estabelecida pelo MeDiNa indica que, para tráfego leve (10^6), o solo laterítico fino modificado com cal e polímero, compactado em energia Proctor Intermediária teve desempenho semelhante a um solo-cimento compactado em energia Proctor Modificada.

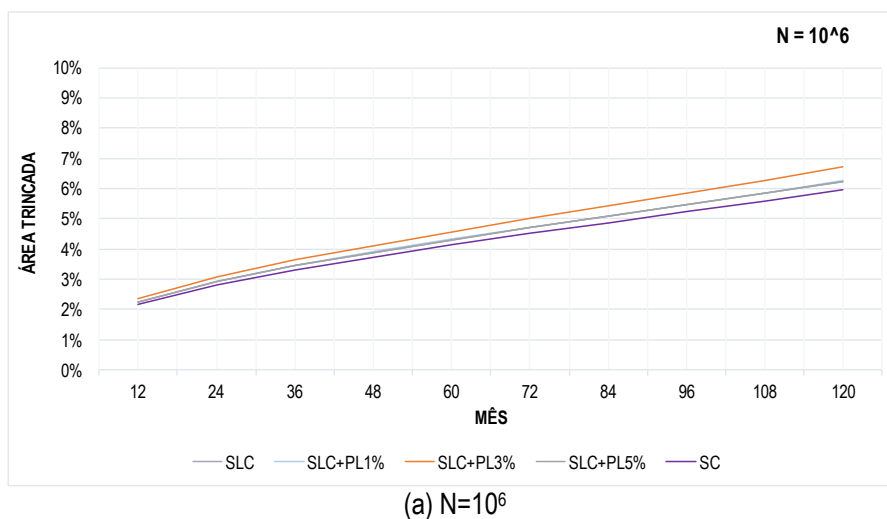
A Tabela 23 apresenta os valores de previsão de Área Trincada para os solos estabilizados com 7 dias de cura, sob tráfegos de $N=10^6$ e $N=10^7$, no modelo solo-cimento: hipótese 2 e as Figuras 63 (a) e (b) o comparativo gráfico.

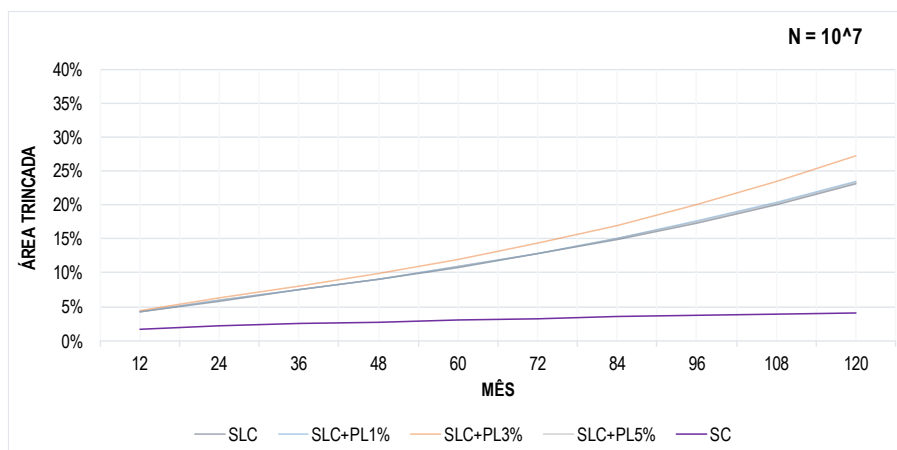
Tabela 23: Área trincada para solos estabilizados com 7 dias de cura no modelo solo-cimento: hipótese 2.

Tempo de Projeto	Área trincada (%) para tráfego $N = 10^6$				
	SLC	SLC+PL1%	SLC+PL3%	SLC+PL5%	SC
12° mês	2,26%	2,26%	2,36%	2,26%	2,18%
24° mês	2,92%	2,93%	3,07%	2,92%	2,82%
36° mês	3,44%	3,45%	3,63%	3,44%	3,32%
48° mês	3,89%	3,90%	4,11%	3,89%	3,74%
60° mês	4,30%	4,32%	4,57%	4,31%	4,14%
72° mês	4,70%	4,72%	5,00%	4,70%	4,51%
84° mês	5,09%	5,10%	5,43%	5,09%	4,87%
96° mês	5,47%	5,49%	5,85%	5,47%	5,23%
108° mês	5,85%	5,87%	6,28%	5,86%	5,59%
120° mês	6,24%	6,26%	6,72%	6,25%	5,95%

Tempo de Projeto	Área trincada (%) para tráfego $N = 10^7$				
	SLC	SLC+PL1%	SLC+PL3%	SLC+PL5%	SC
12° mês	4,20%	4,22%	4,45%	4,21%	1,64%
24° mês	5,87%	5,90%	6,29%	5,88%	2,10%
36° mês	7,43%	7,48%	8,07%	7,45%	2,45%
48° mês	9,06%	9,12%	9,95%	9,08%	2,74%
60° mês	10,81%	10,90%	12,03%	10,85%	3,00%
72° mês	12,76%	12,87%	14,37%	12,80%	3,24%
84° mês	14,92%	15,08%	17,02%	14,98%	3,47%
96° mês	17,36%	17,55%	20,02%	17,43%	3,69%
108° mês	20,09%	20,32%	23,41%	20,17%	3,90%
120° mês	23,14%	23,43%	27,21%	23,25%	4,11%

Figura 63: Comparativo de área trincada para 7 dias de cura utilizando modelo solo-cimento: hipótese 2.





(b) N=10⁷

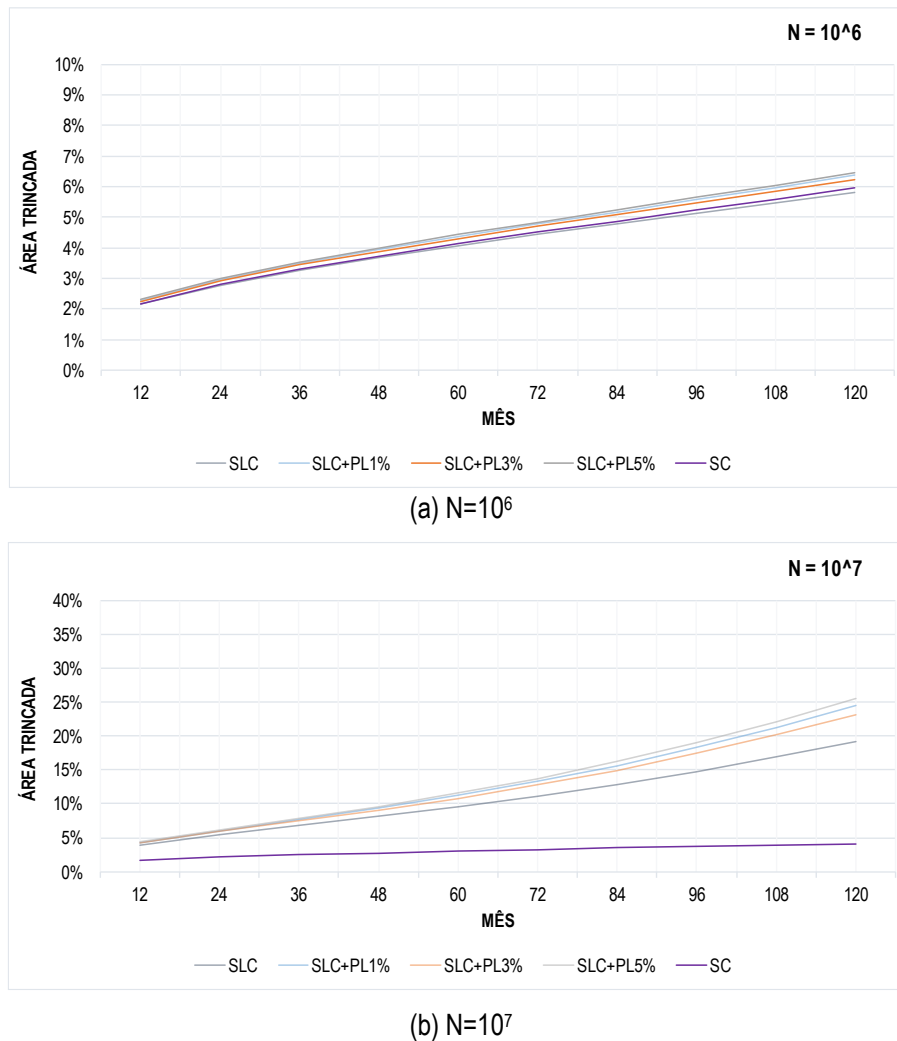
A Tabela 24 apresenta os valores de previsão de Área Trincada para os solos estabilizados com 7 dias de cura, sob tráfegos de N=10⁶ e N=10⁷, no modelo solo-cimento: hipótese 2 e as Figuras 64 (a) e (b) o comparativo gráfico.

Tabela 24: Área trincada para solos estabilizados com 28 dias de cura no modelo solo-cimento: hipótese 2.

Tempo de Projeto	Área trincada (%) para tráfego N = 10 ⁶				
	SLC	SLC+PL1%	SLC+PL3%	SLC+PL5%	SC
12° mês	2,15%	2,29%	2,26%	2,31%	2,18%
24° mês	2,78%	2,96%	2,92%	2,99%	2,82%
36° mês	3,27%	3,49%	3,44%	3,53%	3,32%
48° mês	3,69%	3,95%	3,89%	4,00%	3,74%
60° mês	4,07%	4,38%	4,31%	4,43%	4,14%
72° mês	4,44%	4,78%	4,70%	4,84%	4,51%
84° mês	4,79%	5,18%	5,09%	5,25%	4,87%
96° mês	5,14%	5,57%	5,47%	5,65%	5,23%
108° mês	5,48%	5,97%	5,86%	6,06%	5,59%
120° mês	5,83%	6,37%	6,24%	6,47%	5,95%

Tempo de Projeto	Área trincada (%) para tráfego N = 10 ⁷				
	SLC	SLC+PL1%	SLC+PL3%	SLC+PL5%	SC
12° mês	3,93%	4,29%	4,21%	4,36%	1,64%
24° mês	5,41%	6,02%	5,88%	6,13%	2,10%
36° mês	6,76%	7,66%	7,45%	7,82%	2,45%
48° mês	8,13%	9,37%	9,07%	9,61%	2,74%
60° mês	9,57%	11,24%	10,84%	11,56%	3,00%
72° mês	11,14%	13,32%	12,79%	13,74%	3,24%
84° mês	12,86%	15,65%	14,96%	16,20%	3,47%
96° mês	14,76%	18,27%	17,41%	18,97%	3,69%
108° mês	16,87%	21,23%	20,15%	22,10%	3,90%
120° mês	19,21%	24,54%	23,21%	25,61%	4,11%

Figura 64: Comparativo de área trincada para 28 dias de cura utilizando modelo solo-cimento: hipótese 2.



Para o modelo solo-cimento: hipótese 2, observa-se a influência do valor de MR na área trincada: os solos com maiores valores de módulo de resiliência apresentaram menor percentual de área trincada. A fadiga, por sua vez, é desconsiderada para fins de cálculo.

Conforme resultados obtidos, a maioria das propostas de estabilização foi capaz de atender ao requisito de 30% de área trincada para a consideração de tráfego pesado (10^7). Para tráfego leve, todas as propostas foram satisfatórias, com percentuais de área trincada próximos entre si. O solo-cimento (SC) proposto pelo MeDiNa teve desempenho para tráfego leve semelhante aos solos estabilizados propostos.

Em todas as análises o afundamento de trilha de roda foi inferior a 10 mm, ou seja, em todos os casos os materiais que compõem a estrutura do pavimento indicam bom comportamento no que se refere à deformação permanente.

Farias (2023), ao utilizar o mesmo solo e os mesmos parâmetros de entrada, obteve valores inferiores de área trincada em comparação com os resultados apresentados neste estudo. Para o solo estabilizado com cal, o percentual de área trincada prevista foi de 5,89% para tráfego leve ($N=10^6$) e 49,92% para tráfego

pesado ($N=10^7$). Essa diferença pode ser atribuída ao tipo de análise empregada, uma vez que o autor adotou o modelo de material granular, que utiliza como dados de entrada os coeficientes de regressão da deformação permanente.

4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A caracterização mineralógica confirmou o comportamento laterítico do solo, identificando-o como "solo caulinitico altamente intemperizado" por meio de análises de fluorescência de raios X (FRX). O solo foi classificado como A-7-6 pela metodologia TRB, LG' pela metodologia MCT e SLF₁₂ pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos Lateríticos (SUCSL). Dentre essas classificações, o SUCSL mostrou-se o mais adequado para representar as propriedades do solo, considerando seu desempenho mecânico e viabilidade de aplicação.

A estabilização com 2% de cal demonstrou ser eficaz, atingindo o pH mínimo normatizado. A adição de polímero, por sua vez, resultou em redução do peso específico aparente seco e em um leve aumento no teor de umidade. Ensaios de difração de raios X (DRX) revelaram que o aumento do teor de polímero reduziu a formação de compostos como silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) e aluminatos de cálcio hidratados (C-A-H).

Em termos de desempenho mecânico, o solo natural mostrou-se adequado apenas para subleito ou reforço de subleito, enquanto os solos estabilizados com cal e polímero atenderam aos requisitos de CBR e expansão para sub-base. Apenas o solo estabilizado com cal (SLC) atendeu aos critérios para camada de base, sob uma energia intermediária de compactação. A adição de cal promoveu ganhos significativos na resistência à compressão simples (47%) e na resistência à tração por compressão diametral (102%) após 7 dias de cura.

Os resultados do módulo de resiliência (MR) foram satisfatórios, com variações ao longo de 7 e 28 dias de cura explicadas pelas interações físico-químicas e pela evolução das propriedades mecânicas. Para o SLC, o MR inicial foi baixo aos 7 dias, refletindo a fase inicial da reação pozolânica, mas aumentou significativamente aos 28 dias devido à formação de C-S-H e C-A-H. A adição de polímero (SLC+PL1% e SLC+PL5%) resultou em MR ligeiramente inferior aos 7 dias, indicando que o polímero atua como agente ligante, revestindo as partículas e limitando a ação da cal. Aos 28 dias, o MR manteve-se estável, sugerindo que o ganho de resistência depende principalmente da cura do polímero.

Em ensaios de fadiga, os solos estabilizados com 7 dias de cura apresentaram desempenho superior em termos de vida de fadiga em comparação aos 28 dias, exceto para a mistura SLC+PL5%. No entanto, aos 28 dias, os solos suportaram cargas mais elevadas, indicando melhoria na capacidade de suporte. A mistura SLC+PL5% destacou-se, apresentando para percentual de 75% da resistência à tração (RT) desempenho equivalente às misturas com menores teores de polímero ensaiadas a 55% da RT. Esse resultado confirma que teores mais elevados de polímero promovem maior coesão e flexibilidade, resultando em maior vida de fadiga.

Em relação à área trincada, a maior parte das propostas de estabilização atendeu ao critério de 30% para tráfego pesado. Para tráfego leve, todas as misturas apresentaram desempenho satisfatório, com percentuais de área trincada semelhantes e inferiores a 8%. A comparação com a camada de solo-cimento definida pelo modelo MeDiNa revela que, para tráfego leve (10^6), o solo laterítico fino modificado com cal e polímero, compactado com energia Proctor Intermediária, apresentou desempenho equivalente ao de um solo-cimento compactado com energia Proctor Modificada.

O modelo solo-cimento: hipótese 1 com influência da função sigmoidal do MR implementado no MeDiNa mostrou que a área trincada não variou entre 7 e 28 dias de cura, uma vez que o cálculo é baseado no valor final do módulo de resiliência. No entanto, a resistência à fadiga melhorou consideravelmente ao longo do tempo, evidenciando a influência da evolução das propriedades mecânicas na resposta estrutural do pavimento. Para o modelo solo-cimento: hipótese 2, por considerar o modelo linear para módulo de resiliência, observou-se que os solos estabilizados com polímero possuem maiores áreas trincadas, em função dos valores mais baixos de MR. Este comportamento comprova que o modelo solo-cimento disponível no MeDiNa, apesar de permitir a inserção dos valores de coeficiente de regressão obtidos para a fadiga, não os considera para fins de cálculo de área trincada.

5. CONCLUSÃO

A partir dos dados observados, pode-se inferir:

- Dentre as metodologias de classificação de solos empregadas, o Sistema Universal de Classificação de Solos Lateríticos (SUCSL) destacou-se por sua eficácia na avaliação do solo natural, reforçando seu potencial de aplicação em camadas granulares de pavimentos.
- A estabilização do solo com cal, utilizando o teor mais econômico, proporcionou um ganho satisfatório de resistência, com o melhor desempenho observado após 28 dias de cura. Os ensaios realizados evidenciaram que o tempo de cura influencia diretamente a resistência dos solos estabilizados, sendo que períodos mais prolongados resultam em melhorias significativas nas propriedades mecânicas do material.
- O ganho de resistência e rigidez ao material não repercutiram negativamente na vida de fadiga do solo estabilizado. Com o aumento da resistência à tração, os solos estabilizados apresentaram melhor desempenho à fadiga. Dessa forma, para um mesmo percentual de tensão aplicada, os valores de força suportados foram significativamente maiores nos corpos de prova com 28 dias de cura.
- Entre os teores de polímero estudados, a mistura SLC+PL5% apresentou o melhor desempenho em todas as propriedades mecânicas, reforçando a viabilidade técnica do estabilizante alternativo analisado.
- Considerando as variáveis RT e teor de polímero, e para o solo em específico com a adição de 2% de cal, o nível de tensão que melhor se adequou ao desempenho mecânico, foi o de 55%. Isso indica que para os materiais estudados na condição supracitada, o dimensionamento da estrutura do pavimento visando utilização em base e sub-base não deve ser maior do que estes percentuais, o que garantirá um excelente desempenho com relação à vida útil de fadiga.
- A modelagem mecanístico-empírica, realizada por meio do software MeDiNa, indicou que as misturas propostas atendem aos critérios de área trincada para tráfego leve. Para tráfego pesado, grande parte das estruturas modeladas atenderam ao requisito de área trincada máxima. No entanto, em algumas propostas de análise é necessária a realização de ajustes estruturais.

Este estudo teve como objetivo principal avaliar o comportamento à fadiga de um solo laterítico fino estabilizado com cal e polímero, visando sua aplicação como camada de base em pavimentos flexíveis. Os

resultados obtidos indicam que a adição de estabilizantes proporcionou melhorias na resistência à fadiga e na durabilidade estrutural da camada estudada. Esses resultados reforçam o potencial da utilização de solos lateríticos estabilizados em pavimentação, desde que consideradas as condições específicas de tráfego e as limitações identificadas.

5.1. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Avaliar a influência do tempo de cura no desempenho de um solo estabilizado através da utilização de uma associação polimérica;
- Avaliar a influência da mineralogia do solo laterítico no desempenho de solos estabilizados;
- Avaliar a influência da granulometria do solo laterítico no desempenho de solos estabilizados;
- Avaliar o desempenho mecânico do solo laterítico estabilizado com polímero;
- Avaliar o desempenho mecânico do solo laterítico estabilizado com cimento e polímero;
- Avaliar a influência do polímero no comportamento resiliente do solo;
- Desenvolver aprimorações na metodologia de dimensionamento nacional de pavimentos para inserção e consideração dos dados de fadiga de solos estabilizados.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA CNT TRANSPORTE ATUAL. Rodovias brasileiras apresentam piora de qualidade. 2022. Disponível em: <https://cnt.org.br/agencia-cnt/rodovias-brasileiras-apresentam-piora-de-qualidade>. Acesso em: 29 fev. 2024.

ARAÚJO, Henrique Antônio Oliveira. Estudo sobre a validação de uma metodologia de classificação de solos lateríticos com vistas à execução de camadas de pavimentos rodoviários. 2022. 196 fl. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Campina Grande - Paraíba - Brasil, 2022.

AZEVEDO, A. L. C. Estabilização de solos com adição de cal: um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem após a adição de cal. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, 2010.

BALBO, J. T. (2007) Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração. 1ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 558 p.

BASTOS, Cezar Augusto Burkert; FELTEN, Débora. Solos arenosos finos lateríticos para emprego em pavimentação econômica na planície costeira sul do rio grande do sul. VETOR - Revista de Ciências Exatas e Engenharias, [S. l.], v. 15, n. 2, p. 129–141, 2007. Disponível em: <https://furg.emnuvens.com.br/vetor/article/view/239>. Acesso em: 11 fev. 2025.

BASTOS, Juceline Batista dos Santos. Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico. Tese de doutorado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 2016.

BATALIONE, G. Estabilização de solos tropicais com a utilização de rejeitos finos de pedreira de uma rocha granítica Dissertação de Mestrado. Brasília, 2007.

BERNUCCI, L. B. Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. 1995. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3138/tde-07042017-101955/>. Acesso em: 02 mar. 2024.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros. 2. ed. Rio de Janeiro: Petrobras: Abeda, 2022. 750 p.

BEZERRA, R. L. (1976) A durabilidade de solos lateríticos estabilizados com cimento e aditivos. 97 f. Dissertação (mestrado) – Centro de Ciências e Tecnologia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1976.

BISWAL, D. R.; SAHOO, U. C.; DASH, S. R. Mechanical characteristics of cement stabilised granular lateritic soils for use as structural layer of pavement. Road Materials and Pavement Design, v. 21, n. 5, p. 1201-1223. Informa UK Limited. 2018. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2018.1545687>.

BISWAL, D. R.; SAHOO, U. C.; DASH, S. R.. Fatigue Characteristics of Cement-Stabilized Granular Lateritic Soils. Journal Of Transportation Engineering, Part B: Pavements, [S.L.], v. 146, n. 1, mar. 2020. American Society of Civil Engineers (ASCE). <http://dx.doi.org/10.1061/jpeodx.0000147>.

CARVALHO, J. C.; GITIRANA JUNIOR, G. F. N.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; SILVA FILHO, F. C. (Org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. 1ed.São Paulo.: ABMS. 2015.v. 1, p. 97-124.

CAVALCANTE, F. P. (2005) Avaliação das características funcionais e estruturais da Rodovia BR-230/PB Lote III. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Recife, 2005.

CUNHA, J. E. V. (1992) Solos lateríticos estabilizados com cimento através da metodologia da ABCP. 151 f. Dissertação (mestrado) – Centro de Ciências e Tecnologia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande.

DANTAS, A. A. N. (2019) Avaliação do comportamento mecânico, geoquímico, mineralógico e geoambiental de um rejeito de minério de ferro incorporado a um solo laterítico para fins rodoviários. Tese (doutorado). Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2019.

DAS, Braja M; SOBHAN, Khaled. Fundamentos de engenharia geotécnica. 3. ed. São Paulo: Cengage, 2019. 712 p.

DELGADO, A. K. C. (2007) Estudo do Comportamento Mecânico de solos tropicais característicos do Distrito Federal para uso na Pavimentação Rodoviária. 392 f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 080: Solo – análise granulométrica por peneiramento – Método de Ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 082: Solos - Determinação do limite de plasticidade - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 087: Solos – determinação dos fatores de contração – Método de Ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 122: Solos – Determinação do Limite de Liquidez – método de referência e método expedito. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. DNIT ME-134: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. DNIT, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-IE 179: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. DNIT, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ME 172: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. DNIT, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ME 164: Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio. DNIT, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ME 181: Pavimentação – Material Estabilizado Quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. DNIT, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ME 419: Pavimentação – Solo-Cal – Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo – Método de ensaio. DNIT, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ME 434: Pavimentação – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada em camadas estabilizadas quimicamente – Método de ensaio. DNIT, 2022.

EMBRAPA. Sistema Brasileiro de Classificação de solos/ [editores técnicos, Humberto Gonçalves dos Santos... *et al.*] – 3. ed. – Rio de Janeiro: EMBRAPA Solos, 2013. 353p.

FARIAS, Manoel Leandro Araújo e. Estudo e classificação de solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos naturais e melhorados com ligantes hidráulicos para utilização em camadas de pavimentos flexíveis. 2023. 372 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Paraíba, Brasil, 2023.

FRANCO, F. A. C. P. (2007) Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SISPAV. 294p. Tese (doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FREITAS, Jógério Evangelista de. USO DE CINZA DA CASCA DE ARROZ NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS PARA USO EM PAVIMENTO RODOVIÁRIO. 2018. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

FRITZEN, M. A. (2016). Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 286 p.

GEORGE, K. P. (1968) Shrinkage characteristics of soil-cement mixtures. Highway Research Record. Washington D. C. n. 255, p. 48-58.

GONDIM, L. M. Estudo experimental de misturas solo-emulsão aplicado às rodovias do Agropólo do baixo Jaguaribe/estado do Ceará. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, 2008.

GRAEFF, A. G.; BARELLA, R. M. Estudo da influência da não-linearidade de materiais granulares no desempenho de pavimentos asfálticos. Porto Alegre: Concessionaria da Rodovia Osorio, CONCEPA, 2010. 86p. (Documento N° 10-0003).

GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G.; CASTRO, C. D. (2018) Permanent deformation parameters of fine – grained tropical soils. Road Materials and Pavement Design, v. 20, n. 7, p. 1664-1681. Informa UK Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2018.1473283>.

HOY, M.; TRAN, N. Q.; SUDDEEPONG, A.; HORPIBULSUK, S.; MOBKRATHOK, M.; CHINKULKIJNIWAT, A.; ARULRAJAH, A. Improved fatigue properties of cement-stabilized recycled materials – Lateritic soil using natural rubber latex for sustainable pavement applications. *Transportation Geotechnics*, v. 40, p. 1-11, maio 2023. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2023.100959>.

JEGATHEESAN, P.; GNANENDRAN, C. T. Permanent deformation study of pavement layers using laboratory pavement model testing. *International Journal of Geomechanics*, v. 16, n. 3, p. 04015072, 2016.

JOSE, A.; KRISHNAN, J. M.; ROBINSON, R. G. (2022). Resilient and Permanent Deformation Response of Cement-Stabilized Pond Ash. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 34, n. 1, p. 1-13. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)mt.1943-5533.0004044](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)mt.1943-5533.0004044).

LIMA, D. C.; BUENO, B. S.; SILVA, C. H. C. *Estabilização dos Solos II: Técnicas e aplicações a solos da microrregião de Viçosa*. Viçosa: Imprensa Universitária – Universidade Federal de Viçosa, 1993.

LIMA, G. F. *Avaliação da eficácia da proposta de classificação universal para solos lateríticos aplicada a três solos do nordeste brasileiro*. 77 f. Dissertação (mestrado) – Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2013.

LOVATO, R. S. (2004) *Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação*. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

LUCENA, L. C. F. L. *Estudo da aplicação da mistura solo-lodo em base e sub-base de pavimentos*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil– Universidade Federal de Pernambuco, 2012.

MARANGON, M.; MOTTA, L. M. G. (2001) *Aplicação do Método Simplificado de Classificação Geotécnica MCT no Estudo de um Solo Laterítico*. In: 33ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 2001, Florianópolis.

MARQUES, G. L. O. *Estabilização dos Solos para Fins de Pavimentação*. Notas de Aula, Capítulo 4. Juiz de Fora, 2009.

Mechanisms of Nontraditional Additives. *Journal of the Transportation Research Board*, No. 1989, Vol. 2, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2007.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. (2015) *Mecânica dos Pavimentos*. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 638 p.

MELLO, L.B.; CHIARELLO, G.P.; PASCOAL, P.T.; BARONI, M. & SPECHT, L.P. 2021. Solo-Brita em Bases de Pavimentos Flexíveis: Avaliação quando à Fadiga Utilizando o MeDiNa. *Anuário do Instituto de Geociências*, 44: 35192. DOI 10.1590/0004-0572_2021_44_35192

MENGUE, E.; MROUEH, H.; LANCELOT, L.; EKO, R. M. (2017) Mechanical Improvement of a Fine-Grained Lateritic Soil Treated with Cement for Use in Road Construction. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 29, n. 11, p. 04017206. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)mt.1943-5533.0002059](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)mt.1943-5533.0002059).

MOHAMMAD, L.; SAADEH, S. (2008) Performance Evaluation of Stabilized Base and Subbase Material. In: GeoCongress 2008 Conference. Conference proceedings... pp 1073-1080. New Orleans, US: ASCE, 2008. DOI: [https://doi.org/10.1061/40971\(310\)134](https://doi.org/10.1061/40971(310)134).

NDIAYE, M. M. Contribution à l'étude de sols latéritiques du Sénégal et du Brésil. Thèse de doctorat en cotutelle entre l'université Paris est et l'université cheikh anta diop de Dakar, 2013.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. 213 p., São Paulo, 1995

NORME FRANÇAISE. NF P 94-068: Sols: Reconnaissance et essais – Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache. NF, 1998.

OSTEN, F. B. VON DER. (2018) Avaliação de quatro solos tropicais para sublastro da estrada de ferro Carajás. Dissertação (mestrado) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, 2018.

PASCOAL, P. T. (2020) Estudo da influência da compactação no comportamento resiliente e deformação permanente de solo laterítico do Rio Grande do Sul. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020.

PATRICIO, Jonny Dantas. ESTUDO DE SOLOS MODIFICADOS POR ADIÇÃO DE POLÍMEROS PARA USO EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS. 2015. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2015.

PESSOA, F. H. C. (2004) Análises dos solos de Urucu para Fins de Uso Rodoviário. 151 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

PITTA, M. R. (1985) Retração de solo-cimento. São Paulo: ABCP, 63 p.

PORTELINHA, F. H. M.; LIMA, D. C.; FONTES, M. P. F.; CARVALHO, C. A. B. (2012) Modification of a Lateritic Soil with Lime and Cement: An Economical Alternative for Flexible Pavement Layers, 35(1), p. 51-63. Soils and Rocks, São Paulo. DOI: <http://dx.doi.org/10.28927/sr.351051>.

RODRIGUES, J. K. G.; NDIAYE, M.; REIFFSTECK, P.; AURIO, J. C. (2010) Rationalisation de l'Utilisation des Sols Latéritiques en Plateforme de Chaussées Durables et de Faible Coût. In: XXVIIIe Rencontres Universitaires de Génie Civil. La Bourboule.

SALES, K. C. S. (2011) Melhoria de Solos por inclusão de Fibras Naturais. 97 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília.

SANBONSUGE, K. (2013) Comportamento mecânico e desempenho em campo de base de solo-cimento. 135 f. Dissertação (mestrado) – Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo.

SANTONI, Rosa L.; TINGLE, Jeb S.; NIEVES, Miguel. Accelerated Strength Improvement of Silty Sand with Nontraditional Additives. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, [S.L.], v. 1936, n. 1, p. 34-42, jan. 2005. SAGE Publications. <http://dx.doi.org/10.1177/0361198105193600105>.

SANTONI, Rosa L.; TINGLE, Jeb S.; WEBSTER, Steve L. Stabilization of Silty Sand with Nontraditional Additives. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, [S.L.], v. 1787, n. 1, p. 61-70, jan. 2002. SAGE Publications. <http://dx.doi.org/10.3141/1787-07>.

SERRA, A. G. (2020) Análise da Influência da umidade na deformabilidade de solos da Ilha de São Luís para Emprego em Camadas de Pavimento. Dissertação (mestrado) – Instituto Militar de Engenharia, Engenharia de Transportes, Rio de Janeiro, 2020.

SILVA, J. D. J. Suscetibilidade à liquefação dinâmica de uma areia eólica pura e estabilizada com resíduo de polimento de porcelanato e cal. 2023. 276 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Paraíba, Brasil, 2023.

SOUSA, M. A. S. (2021) Contribuição ao estudo de solos tropicais finos para uso na pavimentação rodoviária. Tese (doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2021.

SOUSA, Mayssa Alves da Silva; COUTINHO, Roberto Quental; MOTTA, Laura Maria Goretti da. Analysis of the unsaturated behaviour of compacted lateritic fine-grained tropical soils for use in transport infrastructure. *Road Materials And Pavement Design*, [S.L.], v. 24, n. 1, p. 31-58, 7 dez. 2021.

SOUZA JÚNIOR, P. L. (2018) Comportamento drenado e não drenado de uma areia eólica de Natal/RN. 77 f. Dissertação (mestrado) – Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.

TAN, Y.; HU, Y.; CHEN, R.; SUN, W. (2020) Shrinkage Mechanism of Laterite Modified by lime and Metakaolin. *Advances In Civil Engineering*, v. 2020, p. 1-9. Hindawi Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1155/2020/6347597>.

TINGLE, J. S., NEWMAN, J. K., LARSON, S. L., WEISS, C. A., and RUSHING J. F. Stabilization
VENKATESH, N.; HEERALAL, M.; PILLAI, R. J. Resilient and permanent deformation behaviour of clayey subgrade soil subjected to repeated load triaxial tests. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, p. 1-16, 2018

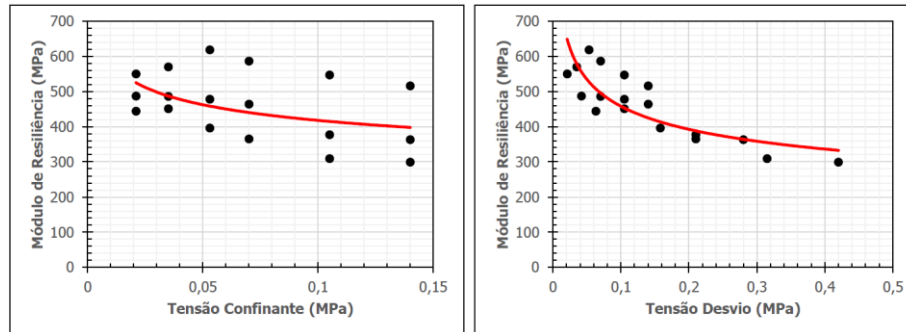
VENSON, Guilherme Irineu. Módulo de Resiliência e Vida de Fadiga de Areia Artificialmente Cimentada. 2015. 158 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

VILLIBOR, D. F. (1981) Pavimentos Econômicos. Novas Considerações. 222 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Vias de Transportes e Topografia, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos 1981.

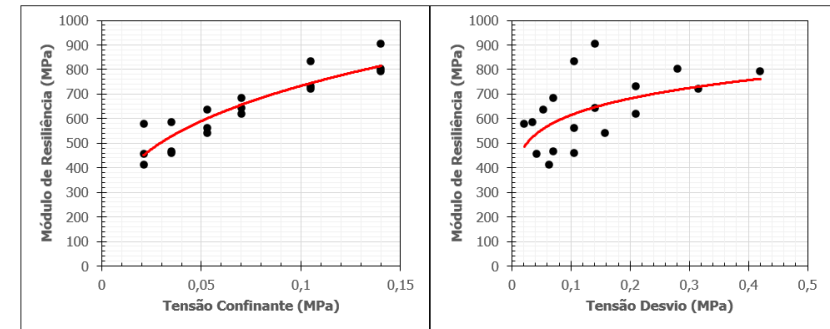
VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. (2009) Pavimentos econômicos – Tecnologia do uso dos Solos Finos Lateríticos. 291 p. São Paulo: Arte & Ciência.

ANEXO A – CURVAS E SUPERFÍCIES DE AJUSTE PARA O SOLO NATURAL E ESTABILIZADO.

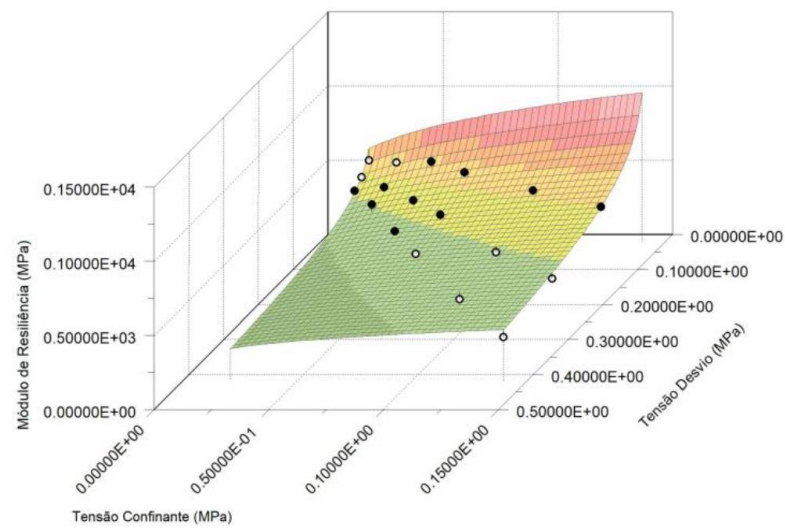
Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PE-1.



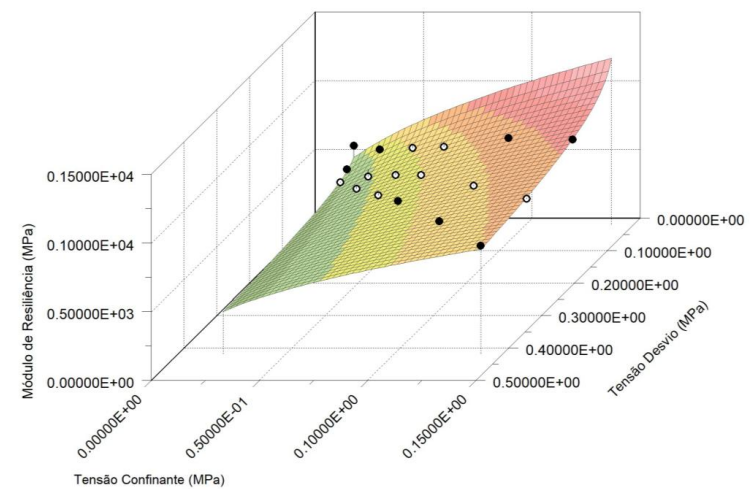
Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo SLC para 7 dias de cura.



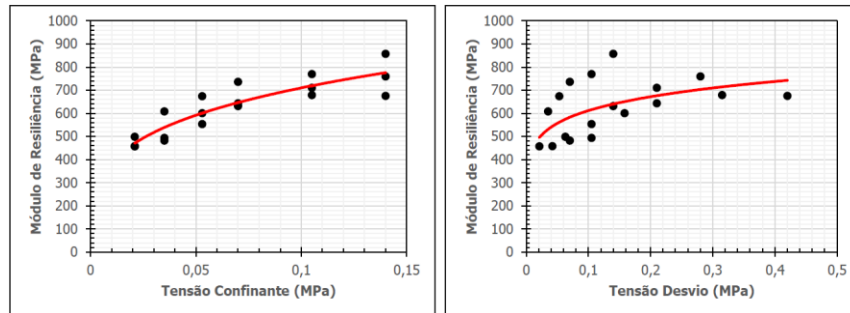
Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PE-1.



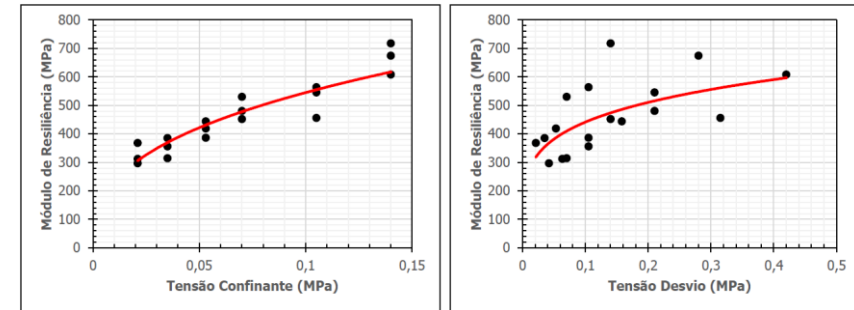
Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo SLC para 7 dias de cura.



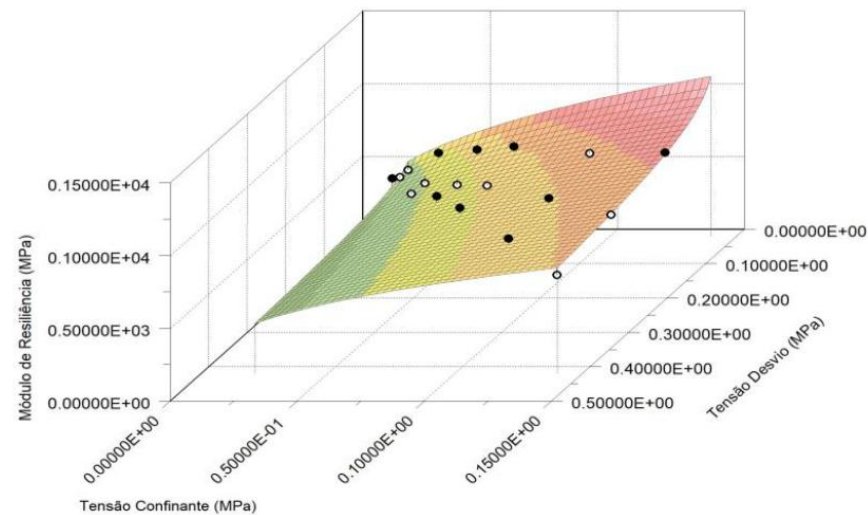
Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo SLC+PL1% para 7 dias de cura.



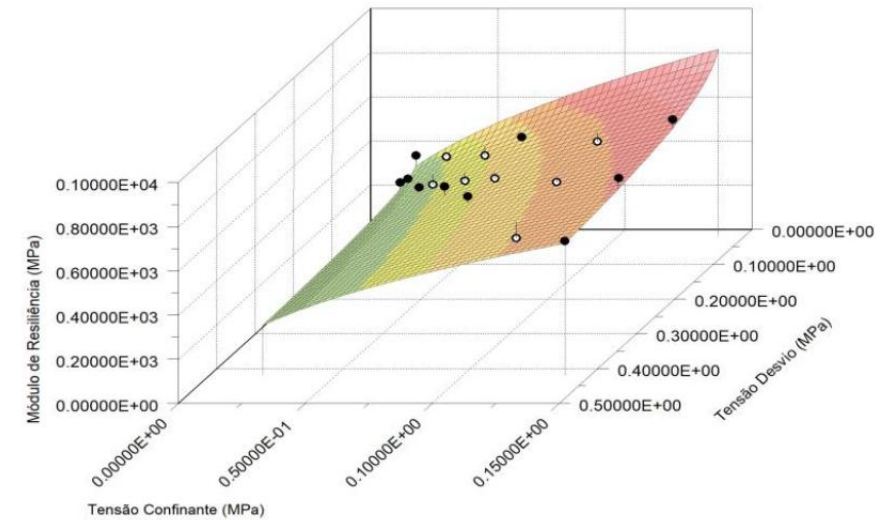
Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo SLC+PL3% para 7 dias de cura.



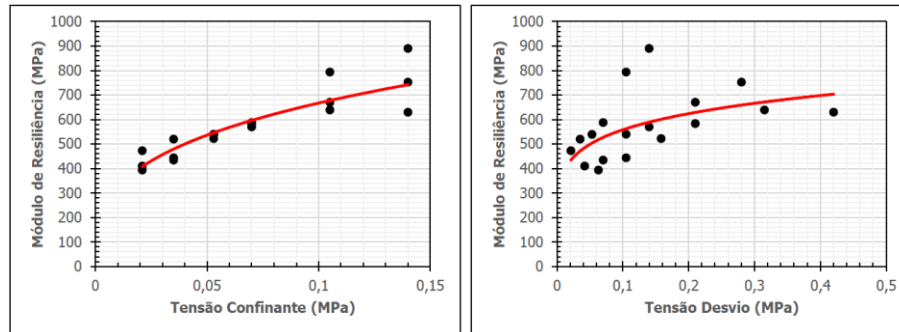
Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo SLC+PL1% para 7 dias de cura.



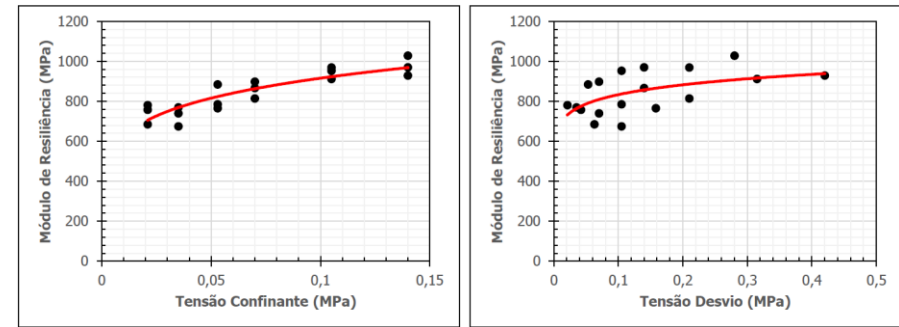
Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo SLC+PL3% para 7 dias de cura.



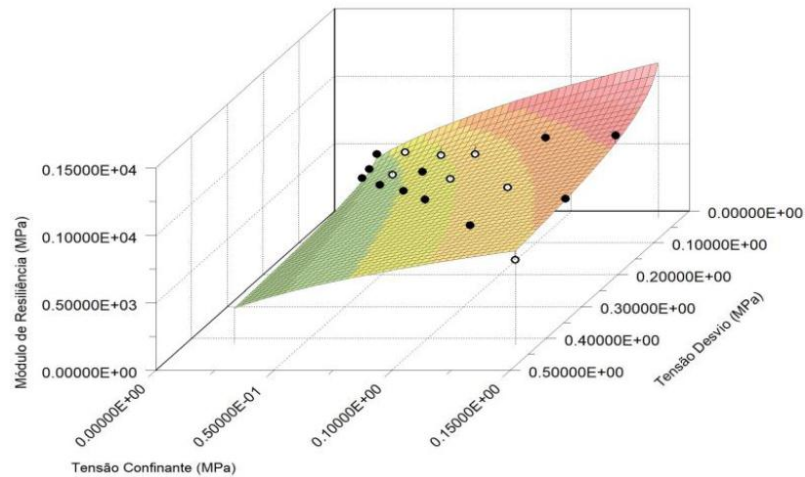
Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo SLC+PL5% para 7 dias de cura.



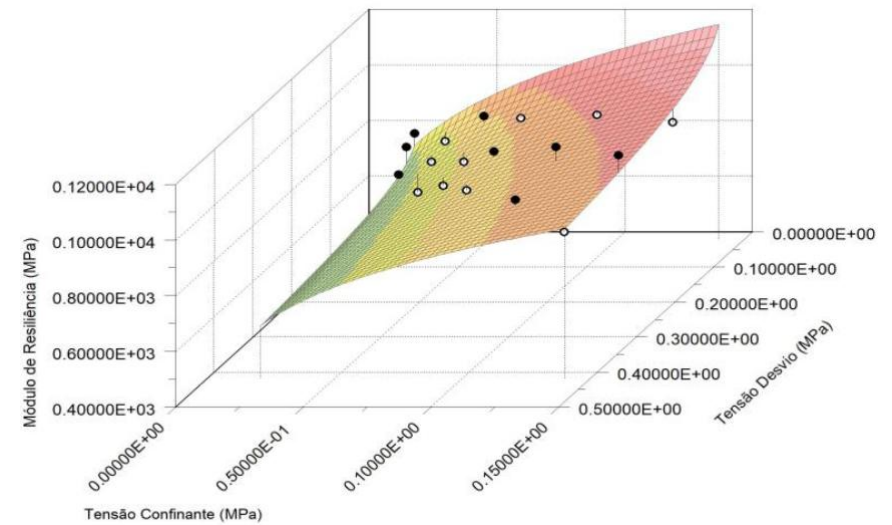
Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo SLC para 28 dias de cura.



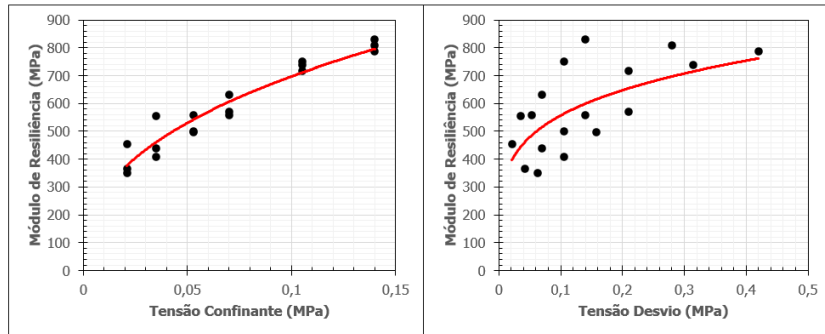
Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo SLC+PL5% para 7 dias de cura.



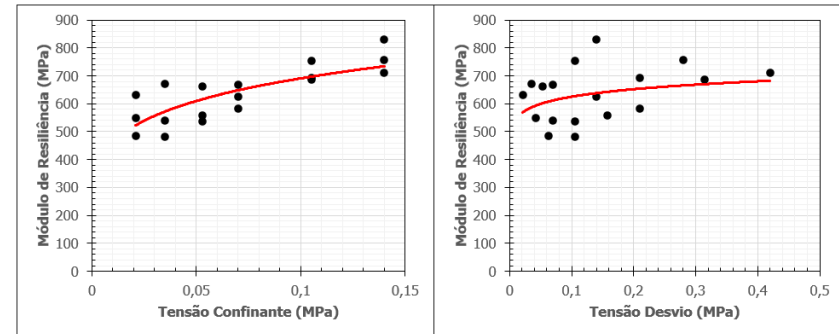
Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo SLC para 28 dias de cura.



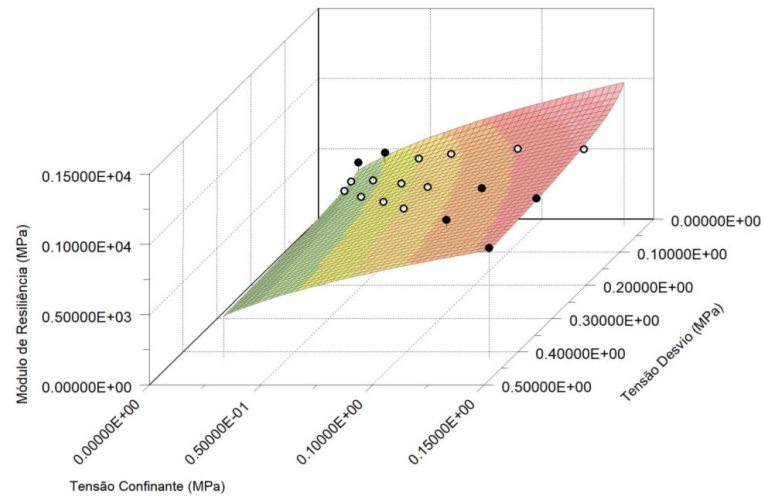
Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo SLC+PL1% para 28 dias de cura.



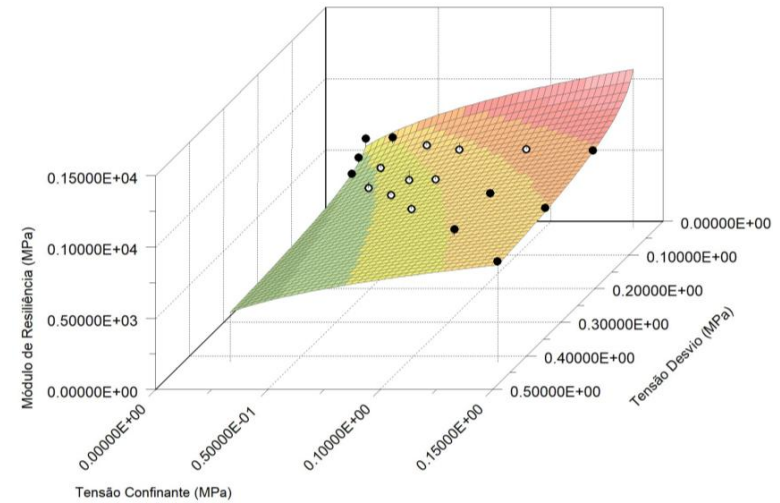
Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo SLC+PL3% para 28 dias de cura.



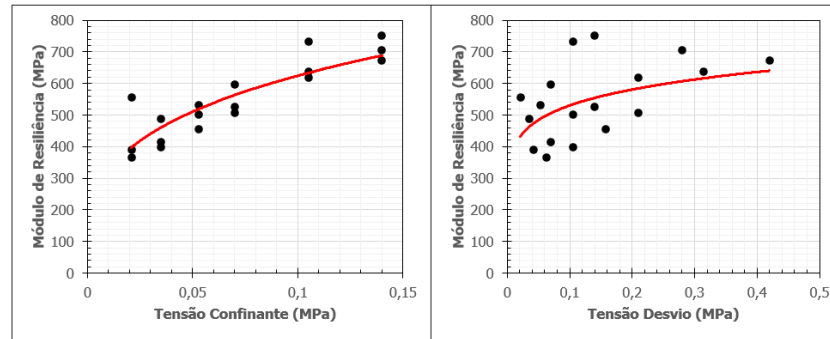
Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo SLC+PL1% para 28 dias de cura.



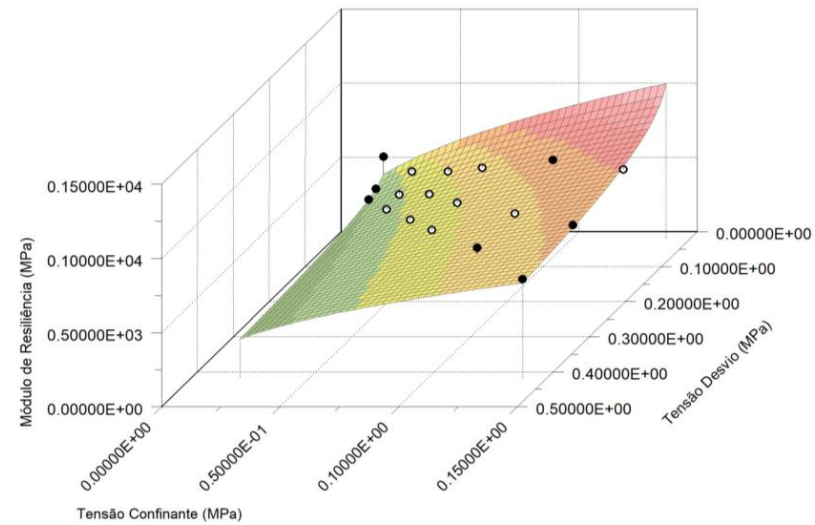
Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo SLC+PL3% para 28 dias de cura.



Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo SLC+PL3% para 28 dias de cura.

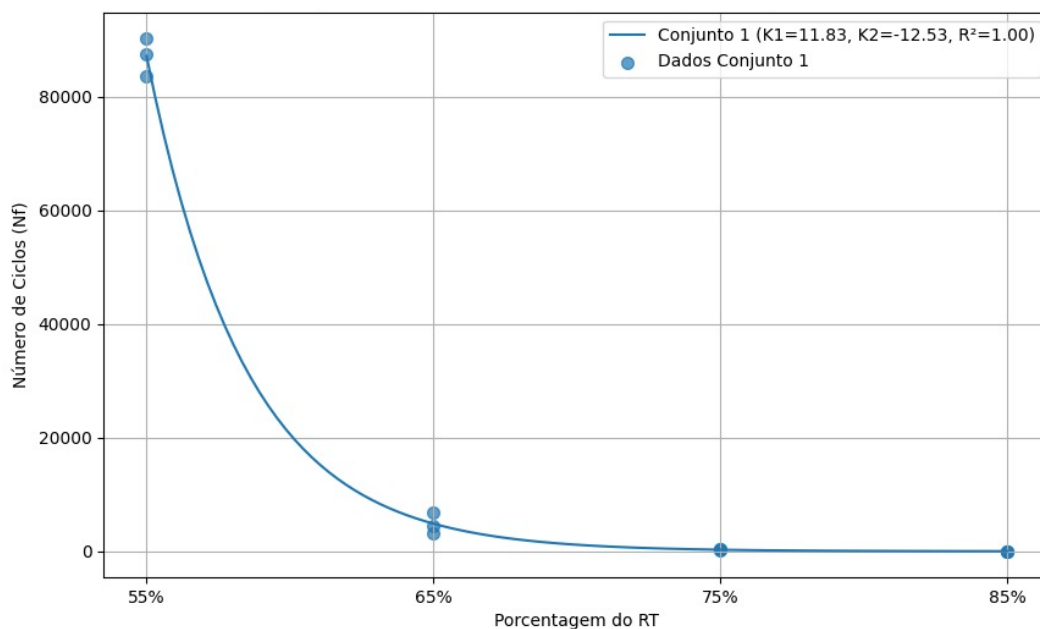


Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo SLC+PL3% para 28 dias de cura.

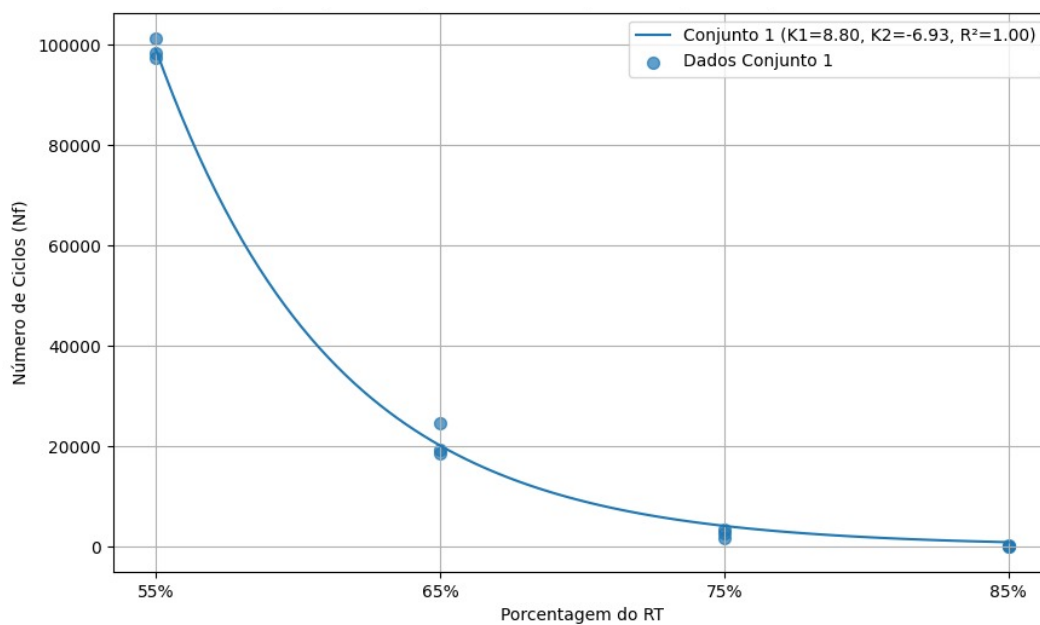


ANEXO B – CURVAS DE FADIGA INDIVIDUAIS PARA CADA PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO, COM 7 E 28 DIAS DE CURA.

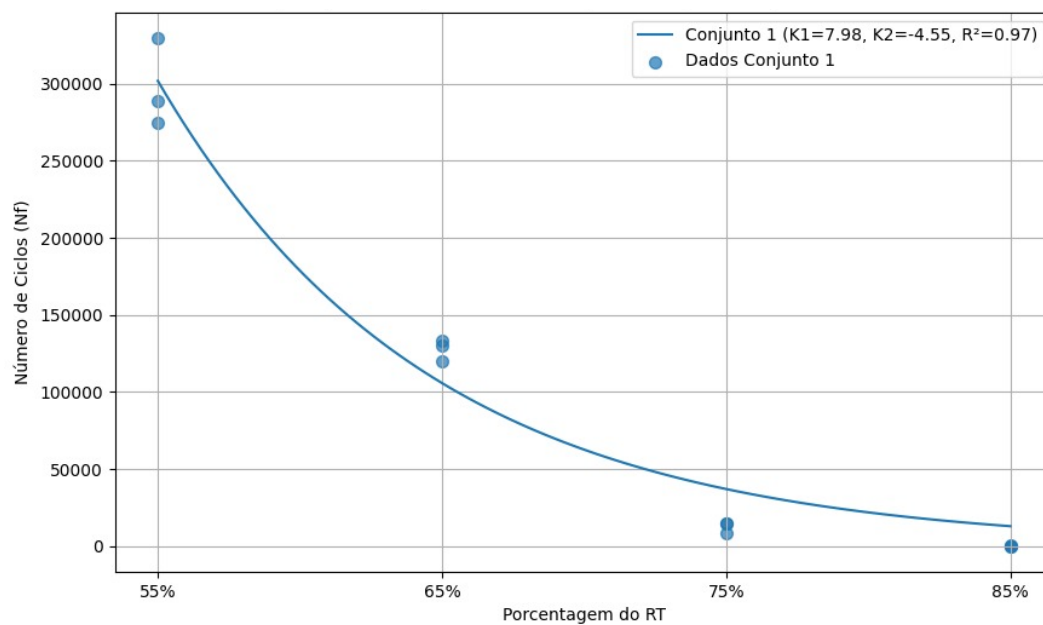
Curva de fadiga da amostra SLC. – 7 Dias de cura



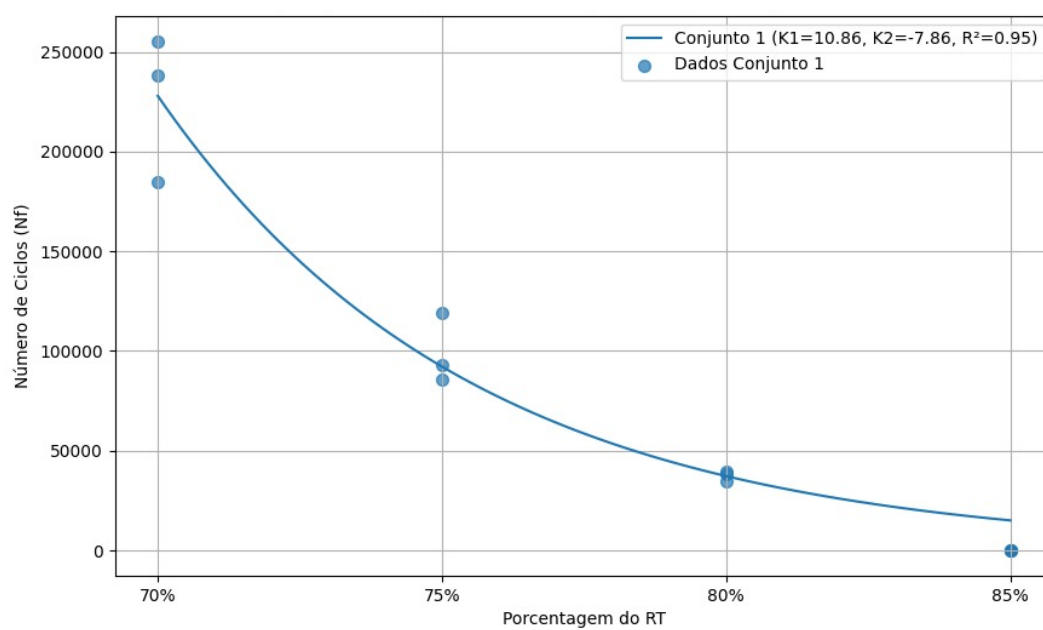
Curva de fadiga da amostra SLC+PL1% – 7 Dias de cura



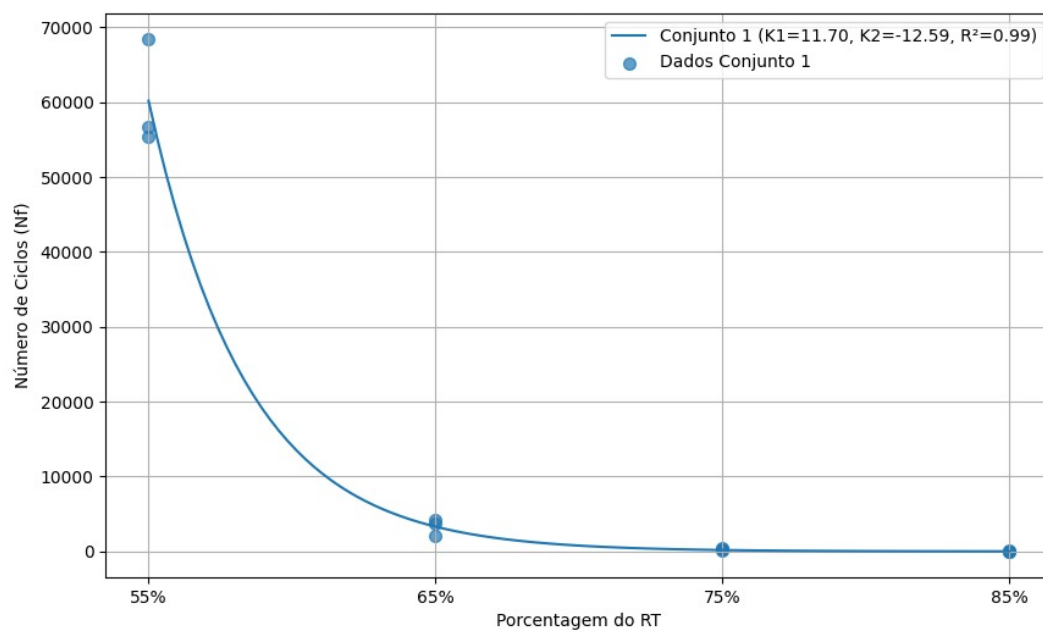
Curva de fadiga da amostra SLC+PL3% – 7 Dias de cura



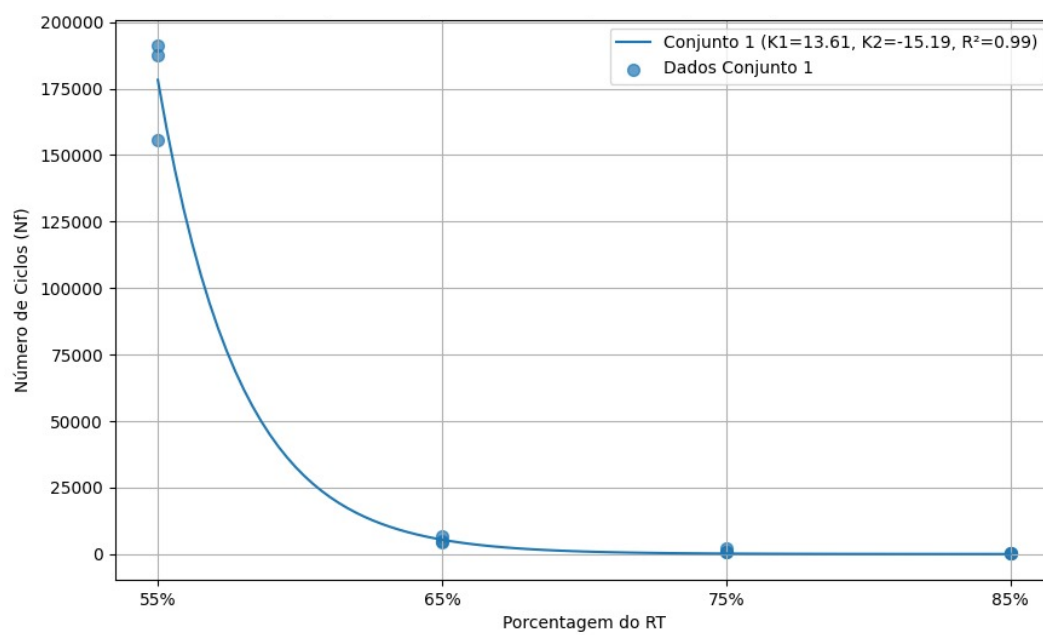
Curva de fadiga da amostra SLC+PL5% – 7 Dias de cura



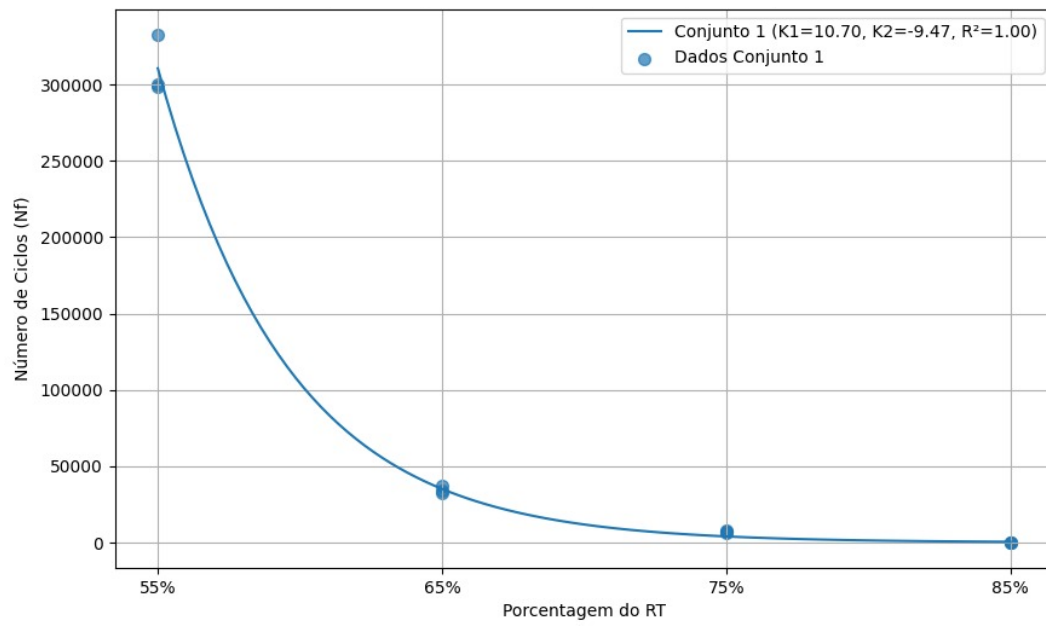
Curva de fadiga da amostra SLC. – 28 Dias de cura



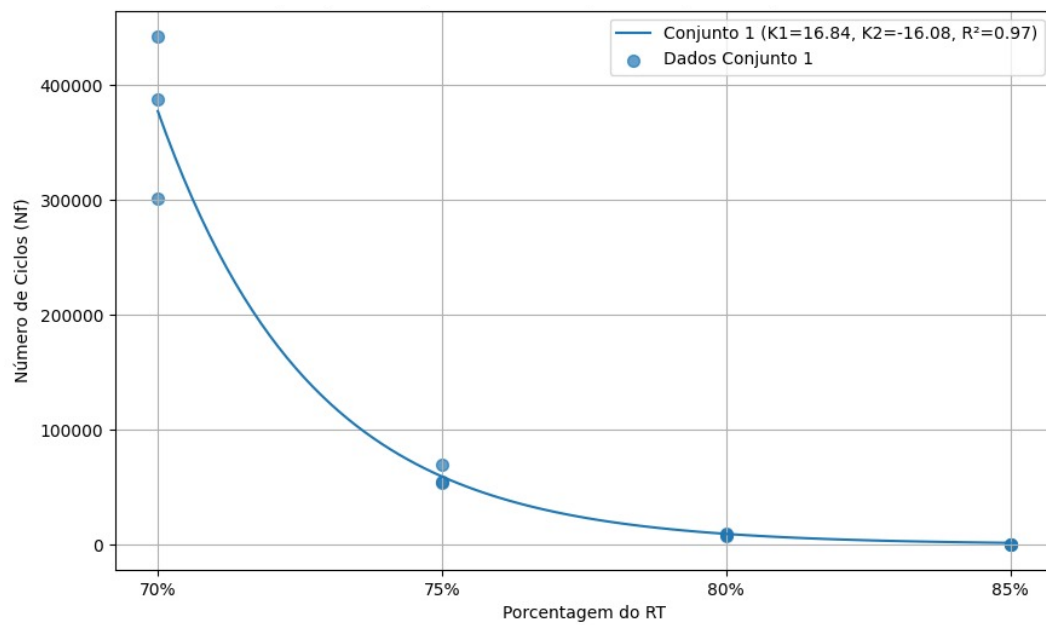
Curva de fadiga da amostra SLC+PL1% – 28 Dias de cura



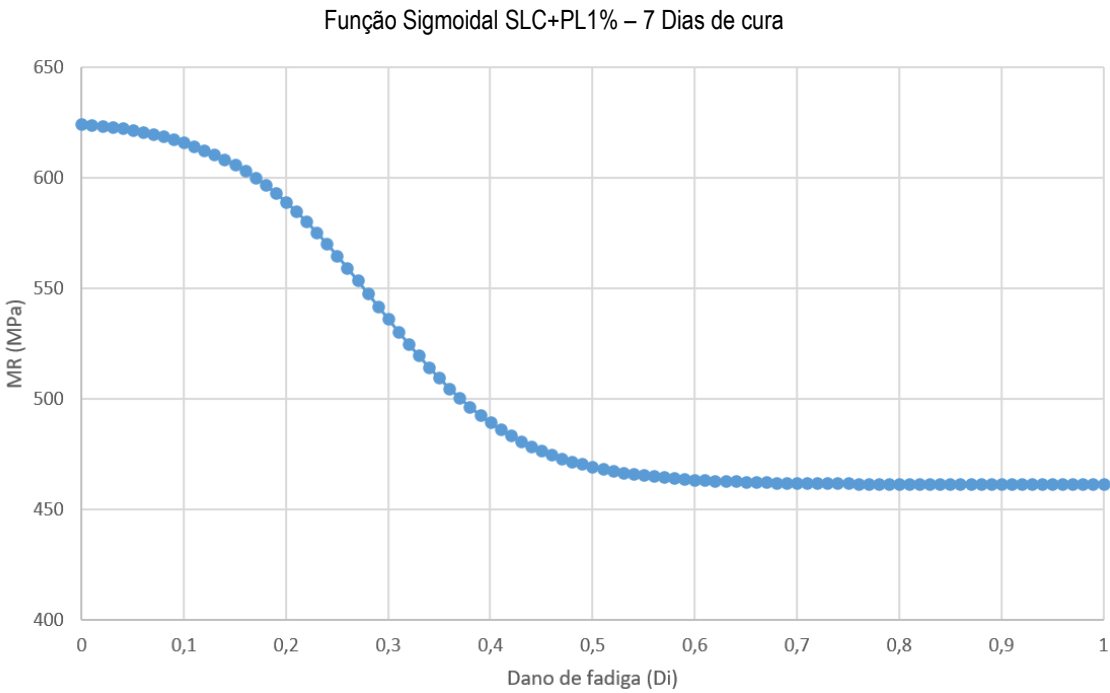
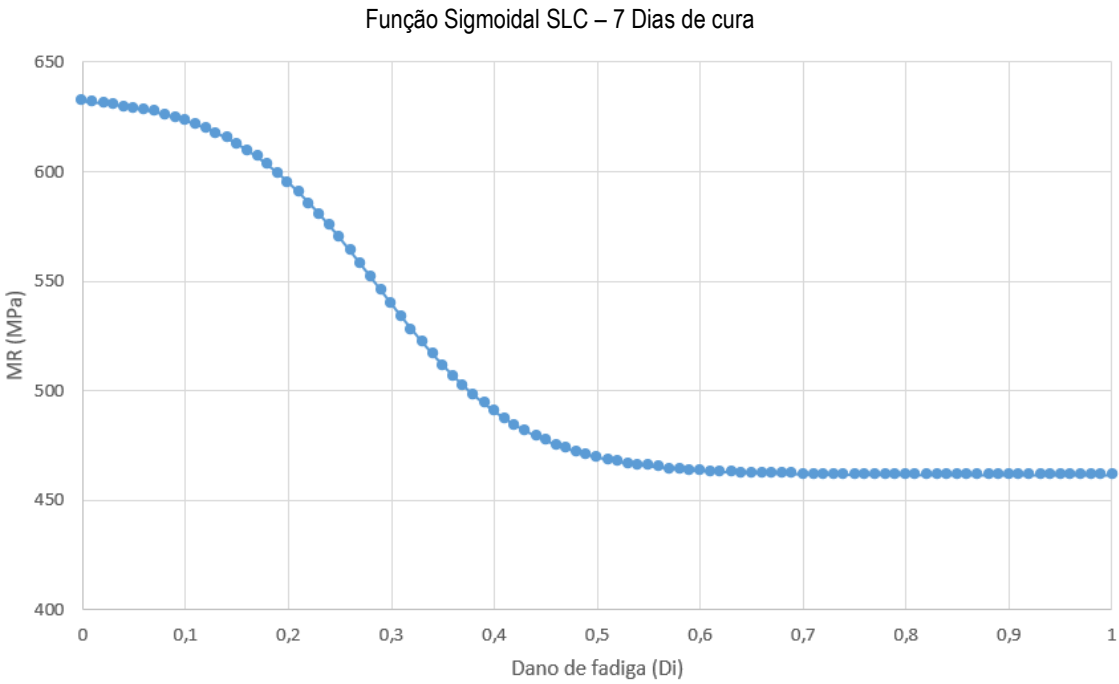
Curva de fadiga da amostra SLC+PL3% – 28 Dias de cura



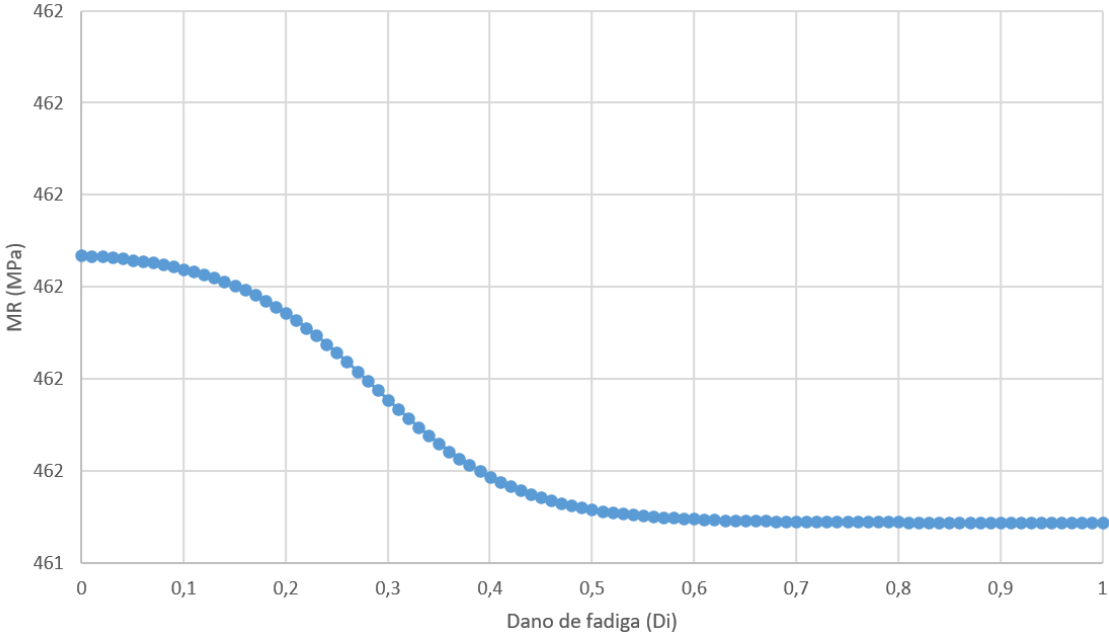
Curva de fadiga da amostra SLC+PL5% – 28 Dias de cura



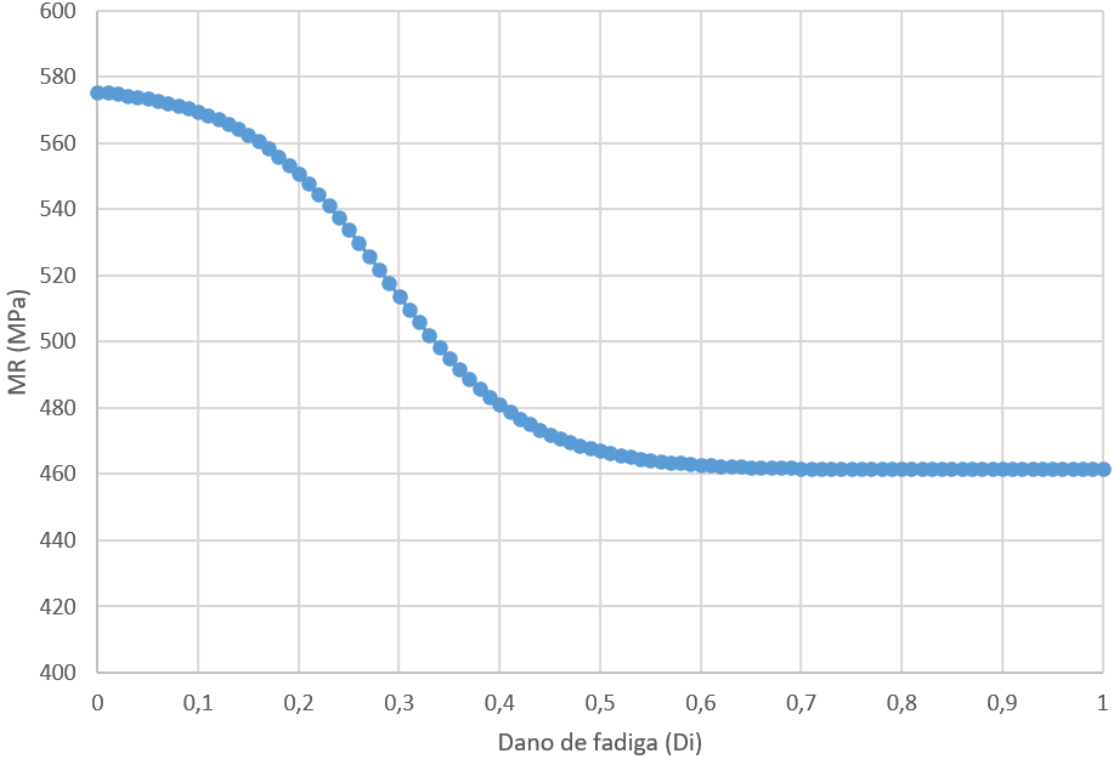
ANEXO C – FUNÇÃO SIGMOIDAL PARA CADA PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO, COM 7 E 28 DIAS DE CURA



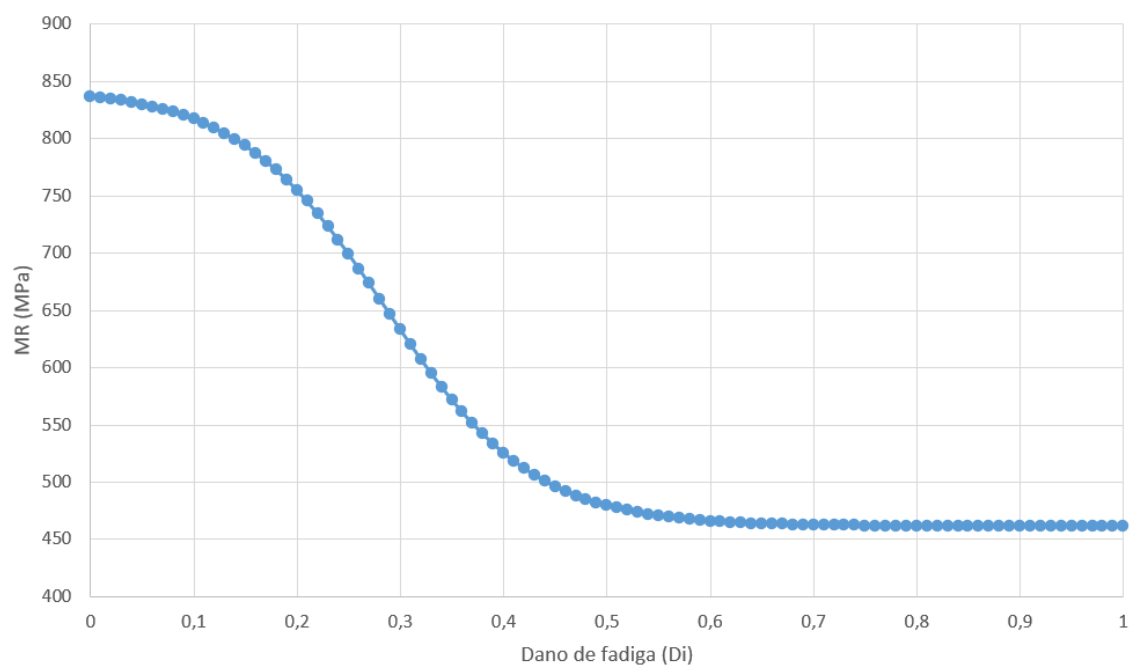
Função Sigmoidal SLC+PL3% – 7 Dias de cura



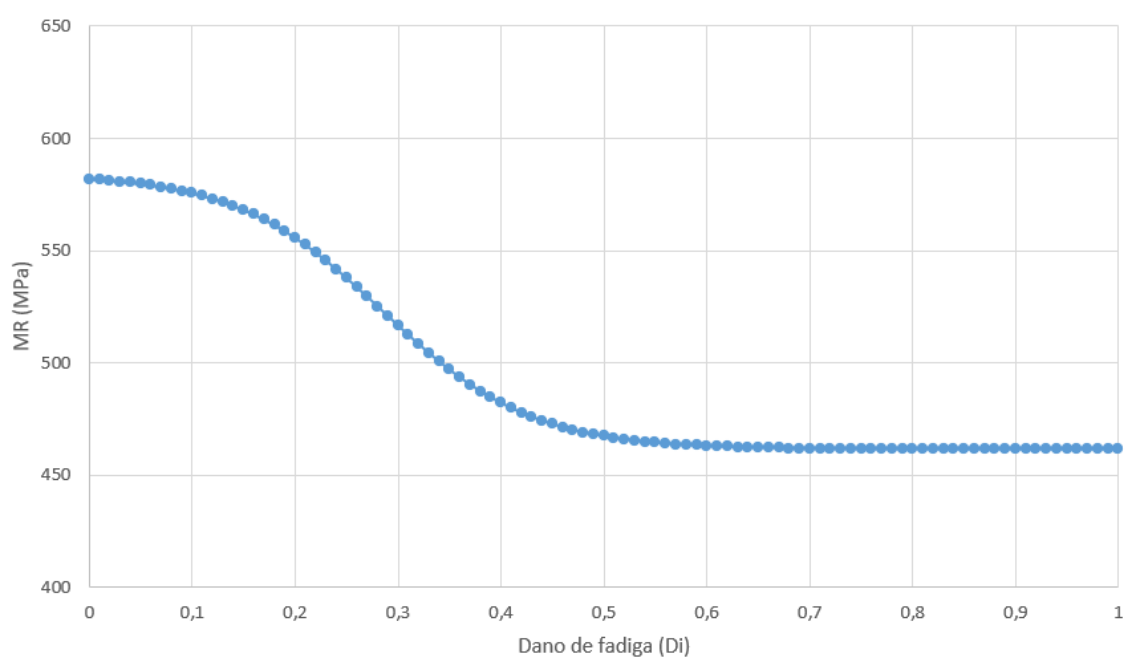
Função Sigmoidal SLC+PL5% – 7 Dias de cura



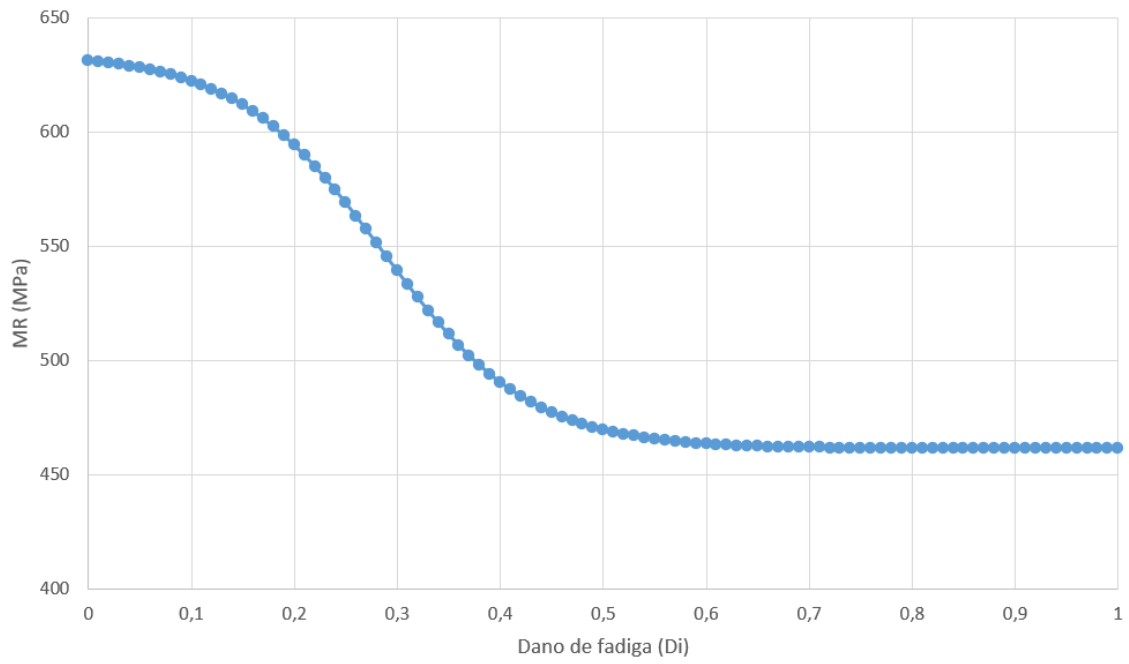
Função Sigmoidal SLC – 28 Dias de cura



Função Sigmoidal SLC+PL1% – 28 Dias de cura



Função Sigmoidal SLC+PL3% – 28 Dias de cura



Função Sigmoidal SLC+PL5% – 28 Dias de cura

