

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Thaís Aquino dos Santos

**A INFLUÊNCIA DA SUCÇÃO NA DEFORMABILIDADE DE  
SUBLEITOS RODOVIÁRIOS: EFEITOS DA VARIAÇÃO DE UMIDADE,  
MÉTODO DE COMPACTAÇÃO E GÊNESE DOS SOLOS**

Santa Maria, RS  
2020



**Thaís Aquino dos Santos**

**A INFLUÊNCIA DA SUCCÃO NA DEFORMABILIDADE DE SUBLEITOS  
RODOVIÁRIOS: EFEITOS DA VARIAÇÃO DE UMIDADE, MÉTODO DE  
COMPACTAÇÃO E GÊNESE DOS SOLOS**

Tese apresentada ao Curso de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Doutora em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro

Santa Maria, RS  
2020

Santos, Thaís Aquino dos

A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: Efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos / Thaís Aquino dos Santos.- 2020.

397 p.; 30 cm

Orientador: Rinaldo José Barbosa Pinheiro  
Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2020

1. Sucção matricial 2. Módulo de resiliência 3. Deformação permanente 4. Modelos de previsão 5. Solos não saturados I. Pinheiro, Rinaldo José Barbosa II. Título.

Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

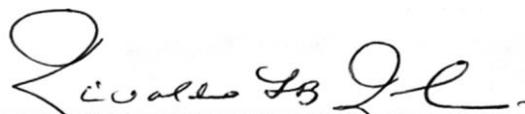
Declaro, THAÍS AQUINO DOS SANTOS, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Tese) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda, que este trabalho ou parte dele não foi apresentado anteriormente para obtenção de qualquer outro grau acadêmico, estando ciente de que a inveracidade da presente declaração poderá resultar na anulação da titulação pela Universidade, entre outras consequências legais.

**Thaís Aquino dos Santos**

**A INFLUÊNCIA DA SUCCÃO NA DEFORMABILIDADE DE SUBLEITOS  
RODOVIÁRIOS: EFEITOS DA VARIAÇÃO DE UMIDADE, MÉTODO DE  
COMPACTAÇÃO E GÊNESE DOS SOLOS**

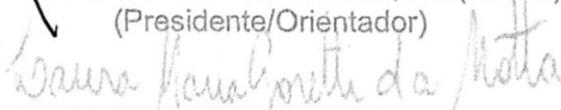
Tese apresentada ao Curso de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Doutora em Engenharia Civil**.

**Aprovada em 04 de dezembro de 2020:**



---

Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM)  
(Presidente/Orientador)



---

Laura Maria Goretti da Motta, Dra. (COPPE/UFRJ)



---

Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)



---

Magnos Baroni, Dr. (UFSM)



---

Washington Peres Núñez, Dr. (UFRGS)

Santa Maria, RS  
2020



## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha família, minha fonte de inspiração. Aos meus pais pelo apoio, carinho e compreensão. Aos meus irmãos pelo incentivo. Sem vocês nada seria possível.



## AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à Deus, por iluminar o meu caminho e por me dar forças em todos os momentos difíceis que por algum motivo surgiram durante essa caminhada.

Em segundo lugar, agradeço à minha família. Aos meus pais, Jorge e Elenita, por serem os pilares do meu crescimento pessoal e profissional, meus maiores incentivadores e, sem dúvidas, meus maiores exemplos. Aos meus irmãos, Yuri e Maria Eduarda, pela amizade, carinho e companheirismo. Ao amor da minha vida, Fábio Amaral, por ser paciente e compreensivo nos momentos de ausência, por apoiar minhas decisões e principalmente por superar comigo a distância nesses últimos dois anos e meio. O incentivo e as palavras de apoio de vocês me motivaram a continuar. Amo vocês!

Algumas pessoas foram fundamentais durante esse percurso, não somente nos quatro anos desse doutorado, mas ao longo de uma trajetória de aproximadamente doze anos na UFSM. Agradeço do fundo do meu coração:

Ao meu orientador, Prof. Rinaldo Pinheiro pelos conhecimentos compartilhados durante todos esses anos, por ter acreditado no nosso projeto e ter confiado a mim esse trabalho. Aos demais professores do PPGEC/UFSM por todos os ensinamentos transmitidos, em especial aos professores Luciano Specht, Tatiana Cervo, Magnos Baroni e Deividi Pereira.

Aos membros dos grupos GEPPASV e GEOMA, Ildomar Tavares, Juliana Scapin, Ana Helena Back, Jéssica Venturini, Leila Fernandes, Haline Ceccato, Patrícia Falcão, Régis Maria, Fernando Boeira, Lucas Bueno, Pedro Orlando de Almeida Jr., Pablo Vestena, Amanda Sagrilo, Paula Pascoal e Bruno Gonçalves, por dividirem os bons e os “maus” momentos durante essa trajetória. Pelas conversas diárias e auxílios prestados. Em especial, agradeço à Amanda e à Paula pela parceria e esforço árduo na implementação do ensaio triaxial dinâmico; e ao Lucas pelas dicas sobre o desenvolvimento de modelos de previsão. Estendo meus agradecimentos às amigas Roberta Centofante e Mariana Bandeira pela torcida, incentivo e palavras de conforto.

À todos os bolsistas de iniciação científica e voluntários que em algum momento auxiliaram nessa pesquisa. Agradeço e expresso minha profunda gratidão à bolsista Mainara Callegaro, que além de uma pessoa admirável, proativa e amiga,

se tornou meu braço direito no decorrer desse trabalho e tem participação fundamental nessa conquista. Você é parte desse trabalho Mainara!

Aos técnicos e laboratoristas do LMCC por todo auxílio prestado durante a fase de coleta de amostras e realização de ensaios. Em especial, ao Eduardo Druzian “Saca” por toda a ajuda e reparo de equipamentos.

À professora Andrea Nummer pelo auxílio na caracterização das áreas de estudo e na análise mineralógica dos solos por meio da lupa binocular.

À professora Natália Daudt pelo auxílio na realização dos ensaios de microscopia eletrônica de varredura – MEV.

Ao LACHEM, nas pessoas do laboratorista Luiz Ferraz e da doutoranda Gabriela Camera, pela realização dos ensaios de fluorescência de raios X.

Ao LMMM por disponibilizar o uso do difratômetro de raios X.

Ao NAFA pela confecção das peças para a compactação estática e expansibilidade LNEC.

Ao laboratório de física do solo do CCR/UFSM e ao técnico Flávio Fontinelli pela disponibilidade de realização dos ensaios de mesa de tensão com coluna de areia e pelos auxílios prestados.

Ao laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ e à técnica Maiara Neto Lacerda pela realização dos ensaios de ataque sulfúrico.

Ao DNIT de Pelotas, nas pessoas dos engenheiros Rafael Hallal e Henrique Coelho, pela parceria de anos com o grupo GEPPASV/UFSM e pelo auxílio na coleta do material da região.

À ANP/Petrobras pela concessão da bolsa de estudos.

Aos membros da banca, professores Laura Motta, Washington Núñez, Luciano Specht e Magnos Baroni pela disponibilidade de participação.

Enfim, agradeço a todos que de certa forma colaboraram para a realização desse trabalho.

*De tudo ficaram três coisas  
A certeza de que estamos começando  
A certeza de que é preciso continuar  
A certeza de que podemos ser interrompidos antes de terminar  
Façamos da interrupção um caminho novo  
Da queda, um passo de dança  
Do medo, uma escada  
Do sonho, uma ponte  
Da procura, um encontro!*

Trecho adaptado do livro "O encontro marcado" de Fernando Sabino



## RESUMO

### A INFLUÊNCIA DA SUÇÃO NA DEFORMABILIDADE DE SUBLEITOS RODOVIÁRIOS: EFEITOS DA VARIAÇÃO DE UMIDADE, MÉTODO DE COMPACTAÇÃO E GÊNESE DOS SOLOS

AUTORA: Thaís Aquino dos Santos  
ORIENTADOR: Rinaldo José Barbosa Pinheiro

Esta tese apresenta um estudo sobre a influência da sucção nas características resilientes e plásticas de solos de subleitos rodoviários. O enfoque principal foi avaliar a dinâmica da sucção em função das variações de umidade pós-compactação, associadas às flutuações sazonais e à umidade de equilíbrio do subleito. Não obstante, outros fatores condicionantes, relacionados às características iniciais de compactação, também foram avaliados. Para tanto, foram definidos três solos do estado do Rio Grande do Sul, com características geológicas-geotécnicas distintas. O programa experimental foi composto de ensaios de caracterização física, química, mineralógica, microestrutural e hidromecânica. Dentre os ensaios mais relevantes, podem-se citar a obtenção das curvas característica solo-água por meio da técnica do papel filtro e os ensaios triaxiais de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência e da deformação permanente. Para simular a faixa de variação de umidade em campo, adotaram-se variações de umidade pós-compactação de -4%, -2% e +2%, consoantes às umidades de equilíbrio atuantes nos subleitos de rodovias brasileiras. Além das oscilações de umidade pós-construção, avaliaram-se outras variáveis de interesse associadas ao processo de compactação: umidade, energia e método de compactação. Verificou-se que o método de compactação não impacta na microestrutura dos solos e, portanto, não influencia nas propriedades de interesse avaliadas (rigidez e infiltrabilidade). Com o acréscimo da energia de compactação, notou-se um melhor arranjo das partículas, resultando em um acréscimo no módulo de resiliência e em uma maior capacidade de retenção de água por parte dos materiais. A variação de umidade de compactação também ocasionou mudanças microestruturais, influenciando na infiltrabilidade, expansão, rigidez e comportamento plástico dos solos: quanto maior o teor de umidade inicial, menor a infiltrabilidade, a expansão e a rigidez dos materiais e maiores as suas deformações permanentes acumuladas. No que tange aos efeitos da variação de umidade pós-compactação, constatou-se que com a secagem houve um aumento na rigidez dos solos, ao passo que com o umedecimento verificou-se a redução dessa rigidez e um maior acúmulo das deformações permanentes desses materiais, evidenciando a influência da variação da sucção matricial no desempenho dos três solos estudados. A sucção, como um parâmetro fundamental à compreensão do comportamento dos solos não saturados, apresentou relação com todas as propriedades de interesse avaliadas nesse trabalho, corroborando sua relevância no estudo desse tipo de material. Além disso, demonstrou ser a melhor variável para representar os efeitos da variação de umidade no comportamento elástico e plástico dos solos submetidos a carregamentos cíclicos. À vista disso, propuseram-se modelos de previsão de módulo de resiliência e deformação permanente com a inclusão desse parâmetro. Os modelos mostraram-se altamente preditivos, constituindo importantes ferramentas a serem incorporadas aos métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos atuais. Ademais, verificou-se que a deformação permanente não é um fator preponderante no desempenho dos solos desse estudo utilizados como subleitos de pavimentos flexíveis convencionais, pois para níveis de tensões atuantes nessa camada, as deformações foram baixas e, no geral, tenderam ao estado de *shakedown*.

**Palavras-chave:** Sucção matricial. Módulo de resiliência. Deformação permanente. Modelos de previsão. Solos não saturados.



## ABSTRACT

### THE INFLUENCE OF SUCTION ON THE DEFORMABILITY OF HIGHWAY SUBGRADES: EFFECTS OF MOISTURE VARIATION, COMPACTION METHOD AND SOIL GENESIS

AUTHOR: Thaís Aquino dos Santos  
ADVISOR: Rinaldo José Barbosa Pinheiro

This thesis presents a study on the influence of suction on the resilient and plastic characteristics of highway subgrade soils. The main focus was to evaluate the variation of suction as a function of postcompaction moisture variations, associated with seasonal fluctuations and the equilibrium moisture content of the subgrade. However, other conditioning factors, related to the initial compaction characteristics, were also evaluated. For this purpose, three soils from the state of Rio Grande do Sul were defined, with distinct geological and geotechnical characteristics. The experimental program consisted of physical, chemical, mineralogical, microstructural and hydromechanical characterization tests. Among the most relevant tests, it is mentioned the obtaining of the soil-water characteristic curves using the filter paper technique and the repeated load triaxial tests to obtain the resilient modulus and permanent deformation. To simulate the range of moisture changes in the field, postcompaction moisture content variations of -4%, -2% and + 2% were adopted, according to the equilibrium moisture content observed on the subgrades of Brazilian highways. In addition to postconstruction moisture variation, other variables of interest associated with the compaction process were evaluated: moisture, effort and compaction method. It was found that the compaction method does not impact in the soil microstructure and, therefore, does not influence the evaluated properties of interest (stiffness and soil infiltrability). With the increase in compaction effort, a better arrangement of the particles was noted, resulting in an increase in the resilient modulus and a greater water holding capacity by the materials. The variation in compaction moisture content also caused microstructural changes, influencing the infiltration capacity, expansion, stiffness and plastic behavior of the soils: the higher the initial moisture content, the lower infiltration rate, expansion and stiffness of the materials and the greater their permanent deformations. Regarding the effects of postcompaction moisture variation, it was found that with drying there was an increase in the stiffness of the soils, while with wetting there was a reduction in that stiffness and a greater accumulation of permanent deformations of these materials, showing the influence of the matric suction variation on the performance of the three soils studied. Suction, as a fundamental parameter for understanding the behavior of unsaturated soils, was related to all the properties of interest evaluated in this work, corroborating its relevance in the study of this type of material. In addition, it proved to be the best variable to represent the effects of moisture variation on the elastic and plastic behavior of soils subjected to cyclical loads. In view of this, models for predicting the resilient modulus and permanent deformation were proposed with the inclusion of this parameter. The models proved to be highly predictive, constituting important tools to be incorporated into the current mechanistic-empirical design methods. Furthermore, it was found that permanent deformation is not a major factor in the performance of the studied soils used as subgrade of conventional flexible pavements, because for stress levels acting on this layer, deformations were low and, in general, tended to the shakedown state.

**Keywords:** Matric suction. Resilient modulus. Permanent deformation. Prediction models. Unsaturated soils.



## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Representação generalizada do campo de estudo da Mecânica dos Solos .....	29
Figura 2.2 – Fases em um elemento de solo não saturado .....	29
Figura 2.3 – Parâmetros e zonas de uma curva característica típica .....	38
Figura 2.4 – Provável variação da fase líquida (água) nos diferentes estágios da curva característica .....	39
Figura 2.5 – Curva característica bimodal .....	41
Figura 2.6 – Influência do tipo de solo na curva característica .....	43
Figura 2.7 – Forma geral da curva característica de acordo com a distribuição do tamanho dos poros .....	44
Figura 2.8 – Curvas características para diferentes mineralogias .....	45
Figura 2.9 – Curvas características para diferentes teores de montmorilonita .....	46
Figura 2.10 – Curvas características para diferentes volumes específicos ( $v$ ) .....	47
Figura 2.11 – Influência da umidade de compactação na curva característica .....	49
Figura 2.12 – Efeito do fenômeno da histerese em uma curva característica do solo .....	52
Figura 2.13 – Parâmetros de ajuste do modelo proposto por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) para curvas bimodais .....	56
Figura 2.14 – Origens e possíveis formas de acesso da umidade no pavimento .....	59
Figura 2.15 – Variações de tensões causadas por uma carga móvel .....	62
Figura 2.16 – Resposta típica do corpo de prova em um ensaio triaxial de cargas repetidas .....	64
Figura 2.17 – Comportamentos clássicos de materiais submetidos à carregamentos repetidos segundo a teoria do <i>shakedown</i> .....	69
Figura 2.18 – Comportamentos teóricos de materiais sob carregamentos cíclicos (a); Resposta da deformação permanente agrupada em níveis (b) .....	70
Figura 2.19 – Deformação permanente vertical de granodiorito ( $\sigma_3 = 140$ kPa) .....	71
Figura 2.20 – Efeitos da saturação pós-compactação no módulo de resiliência .....	80
Figura 2.21 – Variação do módulo de resiliência em função do teor de umidade do solo e da trajetória adotada (histerese) .....	84
Figura 2.22 – Variação do MR em função do teor de umidade considerando um 100% GC (a); e em função do grau de compactação para amostra na OMC (b) .....	86
Figura 2.23 – Deformação permanente acumulada medida para diferentes teores de umidade pós-compactação para o solo de subleito Luleå .....	91
Figura 2.24 – Deformação permanente final após 10.000 ciclos para as amostras com teores de finos de 4% e 15,3% <i>versus</i> sucção .....	92
Figura 3.1 – Fluxograma das atividades realizadas nessa pesquisa .....	104
Figura 3.2 – Mapa de localização das regiões de estudo desta tese .....	106
Figura 3.3 – Vista do local de coleta e perfil do solo CA .....	111
Figura 3.4 – Ponto de coleta do solo PE .....	113
Figura 3.5 – Ponto de coleta e vista dos horizontes do talude de extração do solo SL .....	113
Figura 3.6 – Aspecto visual dos solos após a preparação das amostras para os ensaios de caracterização física .....	115
Figura 3.7 – Espectrômetro de fluorescência de raios X modelo Bruker S2 Ranger (a); Amostras utilizadas no ensaio de perda ao fogo (b); e forno de ignição empregado na calcinação a 1000°C (c) .....	118

Figura 3.8 – Difratômetro de raios X D8 Advance - Bruker (a); Detalhe do goniômetro (b); e os porta amostras utilizados nas análises em pó e em lâmina (c) .....	122
Figura 3.9 – Preparação das lâminas para realização dos ensaios de DRX .....	123
Figura 3.10 – Mecanismos de ação da compactação dinâmica (a); compactação estática (b); e compactação por amassamento (c) .....	127
Figura 3.11 – Detalhes das compactações dinâmica e estática .....	128
Figura 3.12 – Detalhes da compactação por amassamento - CGS.....	130
Figura 3.13 – Particularidades da compactação por impacto para as amostras moldadas acima da umidade ótima .....	133
Figura 3.14 – Câmara de vácuo para metalização (a); Fragmentos metalizados (b); Microscópio eletrônico de varredura – MEV JEOL JSM-6360 (c).....	136
Figura 3.15 – Passo a passo para construção das curvas características dos solos pelo método do papel filtro.....	140
Figura 3.16 – Determinação da umidade do papel filtro .....	141
Figura 3.17 – Ensaio de mesa de tensão com coluna de areia .....	143
Figura 3.18 – Equipamento utilizado para o ensaio de expansibilidade LNEC.....	145
Figura 3.19 – Detalhes do equipamento utilizado no ensaio de infiltrabilidade MCT .....	149
Figura 3.20 – Equipamento utilizado para a realização dos ensaios triaxiais dinâmicos .....	150
Figura 3.21 – Preparação das amostras para os ensaios triaxiais de cargas repetidas .....	152
Figura 3.22 – Metodologia para o umedecimento e secagem pós-compactação... ..	156
Figura 4.1 – Curvas granulométricas médias .....	166
Figura 4.2 – Ábacos de classificação MCT (a); e MCT-M (b) .....	169
Figura 4.3 – Fração areia do solo CA - Ampliações realizadas em lupa binocular .	173
Figura 4.4 – Fração areia do solo PE - Ampliações realizadas em lupa binocular .	174
Figura 4.5 – Fração areia do solo SL - Ampliações realizadas em lupa binocular..	175
Figura 4.6 – Difratogramas obtidos para o solo CA – lâmina natural, glicolada e calcinada.....	177
Figura 4.7 – Difratogramas obtidos para o solo PE – lâmina natural, glicolada e calcinada.....	177
Figura 4.8 – Difratogramas obtidos para o solo SL – lâmina natural, glicolada e calcinada.....	178
Figura 4.9 – Curvas de compactação médias.....	181
Figura 4.10 – Imagens obtidas pelo MEV para o solo CA - EN considerando diferentes metodologias de compactação - aumentos de 100x e 3.000x .....	185
Figura 4.11 – Imagens obtidas pelo MEV para o solo CA - EI considerando diferentes metodologias de compactação - aumentos de 100x e 3.000x .....	185
Figura 4.12 – Imagens obtidas pelo MEV para o solo PE - EI considerando diferentes metodologias de compactação - aumentos de 100x e 3.000x .....	186
Figura 4.13 – Imagens obtidas pelo MEV para o solo SL - EI considerando diferentes metodologias de compactação - aumentos de 100x, 500x e 3.000x .....	187
Figura 4.14 – Imagens obtidas pelo MEV para o solo CA nas umidades $W_{ótima-2\%}$ (24%), $W_{ótima}$ (26%) e $W_{ótima+2\%}$ (28%) - aumentos de 100x e 3.000x.....	189
Figura 4.15 – Imagens obtidas no MEV para o solo PE nas umidades $W_{ótima-2\%}$ (14,9%), $W_{ótima}$ (16,9%) e $W_{ótima+2\%}$ (18,9%) - aumentos de 100x e 3.000x.....	190
Figura 4.16 – Imagens obtidas no MEV para o solo SL nas umidades $W_{ótima-2\%}$ (10,9%), $W_{ótima}$ (12,9%) e $W_{ótima+1\%}$ (13,9%) - aumentos de 100x, 500x e 3.000x .....	191

Figura 4.17 – Curvas características do solo CA considerando diferentes umidades de compactação.....	197
Figura 4.18 – Curvas características do solo PE considerando diferentes umidades de compactação.....	200
Figura 4.19 – Curvas características do solo SL considerando diferentes umidades de compactação.....	203
Figura 4.20 – Curvas características do solo CA moldado na energia normal considerando diferentes metodologias de compactação.....	206
Figura 4.21 – Comparação entre as curvas características do solo CA obtidas para diferentes energias de compactação.....	209
Figura 4.22 – Comparação entre as curvas características dos solos: $W_{ótima-2\%}$ (a); $W_{ótima}$ (b); e $W_{ótima+2\%} / W_{ótima+1\%}^*$ (c) .....	212
Figura 4.23 – Relação entre a variação de umidade e os resultados dos ensaios de mini-CBR e expansão .....	218
Figura 4.24 – Gráfico bidimensional proposto para fins de análise do MR .....	230
Figura 4.25 – Comparação entre os módulos de resiliência típicos obtidos para os diferentes métodos de compactação.....	233
Figura 4.26 – Influência da energia de compactação no módulo resiliente do solo CA .....	244
Figura 4.27 – Influência da umidade de compactação no módulo de resiliência dos solos: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c) .....	248
Figura 4.28 – Controle do gradiente de umidade das amostras moldadas na umidade ótima e submetidas às trajetórias: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c) .....	253
Figura 4.29 – Influência da umidade pós-compactação no MR dos solos moldados na umidade ótima: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c) .....	257
Figura 4.30 – Variação do módulo de resiliência típico com o teor de umidade: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c). .....	264
Figura 4.31 – Relação entre a sucção matricial e o MR típico dos solos: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c) .....	268
Figura 4.32 – Variação do MR normalizado em função da sucção matricial.....	271
Figura 4.33 – Gráficos tridimensionais resultantes da regressão do modelo proposto para os três solos em estudo .....	275
Figura 4.34 – Comparação entre os módulos resilientes médios obtidos para os solos dessa pesquisa em diferentes umidades de ensaio.....	277
Figura 4.35 – Controle do gradiente do teor de umidade das amostras submetidas ao umedecimento: $W_{ótima+2\%}$ (a) e $W_{ótima+2\%} + 2\%^*$ (b).....	282
Figura 4.36 – Influência da variação de umidade na DP acumulada para os estados de tensões dos ensaios (3) e (9): solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c) .....	286
Figura 4.37 – Relação entre as DPs finais e as variáveis umidade e sucção para o estado de tensões do ensaio (3): solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c).....	295
Figura 4.38 – Influência da tensão desvio na deformação permanente total dos solos .....	298
Figura 4.39 – Influência da tensão confinante na deformação permanente total dos solos.....	299
Figura 4.40 – Análise dos resíduos da regressão do modelo proposto obtido para os três solos dessa pesquisa .....	307
Figura 4.41 – Comparação entre o módulo de resiliência após o ensaio de DP e o MR de referência: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c).....	314



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Principais técnicas para obtenção da sucção dos solos.....	33
Tabela 2.2 – Equações de calibração para o papel filtro Whatman nº 42 .....	34
Tabela 2.3 – Equações para ajuste matemático de curva de retenção unimodal .....	54
Tabela 2.4 – Efeito dos métodos de compactação e do teor de umidade no módulo resiliente dos solos.....	77
Tabela 2.5 – Principais modelos de previsão do módulo de resiliência em função das tensões atuantes .....	94
Tabela 2.6 – Modelos de previsão do módulo de resiliência com incorporação das variáveis associadas à umidade (umidade, grau de saturação e sucção) .....	96
Tabela 3.1 – Informações detalhadas dos pontos de coleta dos solos dessa pesquisa .....	110
Tabela 3.2 – Características de moldagem para os corpos de prova submetidos a variação de umidade de compactação.....	132
Tabela 3.3 – Condições para a realização das microscopias eletrônicas de varredura .....	135
Tabela 3.4 – Condições para construção da curva característica dos solos .....	137
Tabela 3.5 – Programa de ensaios para obtenção do módulo de resiliência .....	153
Tabela 3.6 – Programa de ensaios para determinação da deformação permanente .....	154
Tabela 3.7 – Sequência de tensões para determinação do MR para solos de subleito .....	157
Tabela 3.8 – Dados utilizados para a validação do modelo proposto .....	160
Tabela 3.9 – Estados de tensões indicados para determinação da deformação permanente .....	161
Tabela 4.1 – Características físicas dos solos .....	165
Tabela 4.2 – Índices classificatórios MCT e MCT-M .....	168
Tabela 4.3 – Principais resultados das análises químicas básicas e dos ensaios de ataque sulfúrico .....	171
Tabela 4.4 – Composição química dos solos desta pesquisa – EDXRF .....	172
Tabela 4.5 – Parâmetros ótimos de compactação .....	180
Tabela 4.6 – Parâmetros de compactação utilizados na caracterização hidromecânica e microestrutural dos solos desta pesquisa .....	182
Tabela 4.7 – Análise do grau de variabilidade dos índices de vazios iniciais das amostras utilizadas na construção das curvas características .....	195
Tabela 4.8 – Parâmetros de ajuste e de interesse das curvas características do solo CA obtidas para diferentes umidades de compactação .....	198
Tabela 4.9 – Parâmetros de ajuste e de interesse das curvas características do solo PE obtidas para diferentes umidades de compactação .....	201
Tabela 4.10 – Parâmetros de ajuste e de interesse das curvas características do solo SL obtidas para diferentes umidades de compactação .....	204
Tabela 4.11 – Parâmetros de ajuste e de interesse das curvas características do solo CA obtidas para diferentes metodologias de compactação .....	207
Tabela 4.12 – Coeficientes de sorção obtidos para os solos dessa pesquisa em diferentes condições de compactação .....	214
Tabela 4.13 – Resultados dos ensaios de mini-CBR, expansão e expansibilidade LNEC.....	217

Tabela 4.14 – Coeficientes de determinação ( $R^2$ ) dos modelos de previsão avaliados .....	223
Tabela 4.15 – Parâmetros de regressão do modelo composto obtidos para o solo CA .....	226
Tabela 4.16 – Parâmetros de regressão do modelo composto obtidos para o solo PE .....	227
Tabela 4.17 – Parâmetros de regressão do modelo composto obtidos para o solo SL .....	228
Tabela 4.18 – Estados de tensões adotados por diversos autores para o cálculo do MR linear representativo de solos de subleitos .....	231
Tabela 4.19 – Medidas de dispersão dos módulos de resiliência obtidos para o solo CA - EN compactado por diferentes métodos de compactação .....	234
Tabela 4.20 – Teste paramétrico realizado para o solo CA compactado por diferentes métodos de compactação na energia normal .....	235
Tabela 4.21 – Medidas de dispersão dos módulos de resiliência obtidos para o solo CA - EI compactado por diferentes métodos de compactação .....	236
Tabela 4.22 – Teste não paramétrico realizado para o solo CA compactado por diferentes métodos de compactação na energia intermediária .....	238
Tabela 4.23 – Medidas de dispersão dos módulos de resiliência obtidos para o solo PE - EI compactado por diferentes métodos de compactação .....	239
Tabela 4.24 – Teste não paramétrico realizado para o solo PE compactado por diferentes métodos de compactação na energia intermediária .....	240
Tabela 4.25 – Medidas de dispersão dos módulos de resiliência obtidos para o solo SL - EI compactado por diferentes métodos de compactação .....	241
Tabela 4.26 – Teste não paramétrico realizado para o solo SL compactado por diferentes métodos de compactação na energia intermediária .....	242
Tabela 4.27 – Módulos de resiliência lineares obtidos para os solos compactados em diferentes teores de umidade iniciais .....	249
Tabela 4.28 – Máximos valores de gradientes de umidade observados para as amostras submetidas às variações de umidade pós-compactação .....	255
Tabela 4.29 – Valores de MR típicos para os solos moldados em diferentes umidades iniciais e submetidos às variações de umidade pós-compactação .....	260
Tabela 4.30 – Relação entre o teor de umidade, grau de saturação, sucção matricial e módulo de resiliência típico dos solos em estudo .....	266
Tabela 4.31 – Resultados da análise de correlação entre os módulos de resiliência e as variáveis de umidade e tensão .....	270
Tabela 4.32 – Coeficientes de determinação ( $R^2$ ) dos modelos de previsão que consideram os efeitos da sucção .....	272
Tabela 4.33 – Resultados da análise de regressão dos modelos de Gonçalves (1999), Freitas et al. (2020) e o proposto nessa tese .....	274
Tabela 4.34 – Parâmetros de regressão do modelo proposto para os solos adotados para a validação .....	276
Tabela 4.35 – Máximos valores de gradiente de umidade observados para as amostras submetidas às variações de umidade pós-compactação .....	283
Tabela 4.36 – Síntese dos valores de deformação permanente acumulada obtidos ao final de cada ensaio .....	288
Tabela 4.37 – Relação entre o teor de umidade, grau de saturação, sucção matricial e deformação permanente final dos solos em estudo .....	293
Tabela 4.38 – Resultados da análise de correlação de Pearson entre as deformações plásticas acumuladas dos solos e as variáveis associadas à umidade * .....	296

Tabela 4.39 – Parâmetros do modelo de deformação permanente de Guimarães (2009) para os três solos desta pesquisa.....	301
Tabela 4.40 – Resultados da análise de regressão do modelo desenvolvido por Lima (2020) e do modelo proposto nessa tese .....	306
Tabela 4.41 – Pesquisa de ocorrência do <i>shakedown</i> para os três solos desse estudo .....	309
Tabela 4.42 – Comparação entre os módulos de resiliência lineares típicos obtidos após o ensaio de DP e o MR de referência.....	313



## LISTAS DE SIGLAS, SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

$u_a$	Poropressão do ar
$u_w$	Poropressão da água
$\sigma - u_w$	Tensão normal efetiva
$\sigma - u_a$	Tensão normal líquida
$u_a - u_w$	Sucção matricial
$\psi$	Sucção total
$\pi$	Sucção osmótica
$w$	Umidade
$S_r$	Grau de saturação
$v$	Volume específico do solo
$e$	Índice de vazios
$\Delta h_r$	Deformação elástica
$\Delta h_p$	Deformação plástica
$\sigma_1$	Tensão axial
$\sigma_3$	Tensão confinante
$\sigma_d$	Tensão desvio
$\sigma_d/\sigma_3$	Razão de tensões
$\gamma_d$	Massa específica aparente seca
$\gamma_s$	Massa específica real dos grãos
$\tau_{oct}$	Tensão octaédrica
$p_a$	Pressão atmosférica
$^{\circ}\text{C}$	Graus Celsius
$c'$	Coefficiente de deformabilidade
$e'$	Índice de laterização
$\mu_m$	Micrômetro
$K_i$	Relação molecular sílica e alumina
$K_r$	Relação molecular sílica e sesquióxidos
$d$	Distância interplanar basal
$e$	Índice de vazios
$e_0$	Índice de vazios inicial
$R^2$	Coefficiente de determinação
Å	Angstrom
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AIC	Critério de Informação de Akaike
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATR	Afundamento de Trilha de Roda
CA	Cruz Alta
CBR	California Bearing Ratio (Índice de Suporte Califórnia)
CCNE	Centro de Ciências Naturais e Exatas
CCR	Centro de Ciências Rurais
CD	Com Defloculante
CFT	Camada Final de Terraplanagem
CGS	Compactador Giratório Superpave
cm	Centímetro
CP	Corpo de Prova
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

CRVR	Companhia Riograndense de Valorização de Resíduos
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
CV	Coeficiente de Variação
DAER	Departamento Autônomo de Estradas e Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DP	Deformação Permanente
DRX	Difratometria de Raios X
EDS	Sistema de Energia Dispersa
EDXRF	Fluorescência de Raios X por Energia Dispersiva
EI	Energia Intermediária
EICM	Enhanced Integrated Climatic Model (Modelo Climático Integrado Aprimorado)
EMC	Equilibrium Moisture Content (Umidade de Equilíbrio em Campo)
EN	Energia Normal
ET	Índice de Eficiência Térmica de Thornthwaite
ETCR	Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas
EUA	Estados Unidos da América
g	Gramas
GC	Grau de Compactação
gf	Gramas-força
GMS	Granular Matrix Sensor (Sensor de Matriz Granular)
HE	Hidróxido de Alumínio Entrecamadas
Hz	Hertz
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IM	Índice de Umidade de Thornthwaite
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
LACHEM	Laboratório de Análises Químicas
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
kg	Quilograma
kgf	Quilograma-força
kJ	Quilojoule
km	Quilômetro
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
m	Metro
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
MCT-M	Miniatura, Compactado, Tropical, Modificado
ME	Método de Ensaio
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos
MEPDG	Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
MG	Minas Gerais
min	Minuto
ml	Mililitro
mm	Milímetro
MPa	Megapascal
MO	Matéria Orgânica

MR	Módulo de Resiliência
N	Número de Solicitações/Repetições de Carga
NA	Nível d'água
NBR	Norma Brasileira
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
NM	Norma Mercosul
N <sub>SD</sub>	Número de Ciclos de <i>Shakedown</i>
OMC	Optimum Moisture Content (Teor de Umidade Ótimo)
PAEP	Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos
PE	Pelotas
PF	Perda ao Fogo
pH	Potencial Hidrogeniônico
RCA	Recycled Concrete Aggregate (Agregado Reciclado de Concreto)
RCD	Resíduo de Construção e Demolição
RDT	Rectilinear Displacement Transduce
RMSE	Raiz Quadrada do Erro Médio
rpm	Rotações Por Minuto
RS	Rio Grande do Sul
SD	Sem Defloculante
SDPI	Secretaria de Desenvolvimento e Promoção do Investimento
SEEPAV	Sistema de Ensaio Especiais de Pavimentação
SL	São Leopoldo
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
SWCC	Soil-Water Characteristic Curve (Curva Característica Solo-Água)
TMC	Transition Moisture Content (Teor de Umidade de Transição)
TRB	Transportation Research Board
TRRL	Transportation and Road Research Laboratory
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
VEA	Valor de Entrada de Água



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>22</b>
1.1	OBJETIVOS .....	24
1.2	ESTRUTURA DA PESQUISA .....	25
<b>2</b>	<b>REVISÃO DE LITERATURA</b> .....	<b>27</b>
2.1	MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS E A SUCÇÃO.....	27
<b>2.1.1</b>	<b>Sucção</b> .....	<b>30</b>
2.1.1.1	<i>Método do papel filtro</i> .....	33
<b>2.1.2</b>	<b>Curva característica solo-água</b> .....	<b>37</b>
2.1.2.1	<i>Fatores que influenciam na curva característica</i> .....	41
2.1.2.2	<i>Ajuste matemático da curva característica</i> .....	53
2.2	O PAVIMENTO SOB AÇÃO DO CLIMA E A UMIDADE DE EQUILÍBRIO ...	58
2.3	COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS NÃO SATURADOS APLICADOS À PAVIMENTAÇÃO .....	61
<b>2.3.1</b>	<b>Deformações elásticas – resilientes</b> .....	<b>64</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Deformações plásticas – permanentes</b> .....	<b>65</b>
2.3.2.1	<i>Teoria do shakedown</i> .....	67
<b>2.3.3</b>	<b>Fatores que interferem na deformabilidade dos solos</b> .....	<b>72</b>
2.3.3.1	<i>A influência da variação de umidade no módulo de resiliência</i> .....	78
2.3.3.2	<i>A influência da sucção no módulo de resiliência</i> .....	81
2.3.3.3	<i>A influência da variação de umidade e da sucção na deformação permanente</i> .....	87
<b>2.3.4</b>	<b>Modelos de previsão</b> .....	<b>93</b>
2.3.4.1	<i>Resposta resiliente - Módulo de resiliência</i> .....	93
2.3.4.2	<i>Resposta plástica - Deformação permanente</i> .....	97
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>103</b>
3.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA.....	103
3.2	CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS ÁREAS DE EMPRÉSTIMO E COLETA DAS AMOSTRAS .....	105
<b>3.2.1</b>	<b>Aspectos geológicos e geomorfológicos</b> .....	<b>107</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Aspectos pedológicos</b> .....	<b>108</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Aspectos climáticos</b> .....	<b>109</b>
<b>3.2.4</b>	<b>Pontos de coleta e amostragem dos solos</b> .....	<b>110</b>
<b>3.2.5</b>	<b>Armazenamento e preparação dos materiais</b> .....	<b>114</b>
3.3	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS .....	114
3.4	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA E MINERALÓGICA.....	115
<b>3.4.1</b>	<b>Análise química básica</b> .....	<b>116</b>
<b>3.4.2</b>	<b>Fluorescência de raios X (EDXRF)</b> .....	<b>116</b>
<b>3.4.3</b>	<b>Ataque sulfúrico</b> .....	<b>118</b>
<b>3.4.4</b>	<b>Lupa binocular</b> .....	<b>119</b>
<b>3.4.5</b>	<b>Difratometria de raios X (DRX)</b> .....	<b>120</b>
3.5	CARACTERIZAÇÃO HIDROMECÂNICA E MICROESTRUTURAL .....	124
<b>3.5.1</b>	<b>Ensaio de compactação</b> .....	<b>125</b>
<b>3.5.2</b>	<b>Características de moldagem dos corpos de prova</b> .....	<b>125</b>
3.5.2.1	<i>Diferentes métodos de compactação</i> .....	126
3.5.2.2	<i>Diferentes umidades de compactação</i> .....	131
3.5.2.3	<i>Diferentes energias de compactação</i> .....	133
<b>3.5.3</b>	<b>Microscopia eletrônica de varredura (MEV)</b> .....	<b>134</b>

<b>3.5.4</b>	<b>Determinação das curvas características solo-água</b> .....	<b>136</b>
3.5.4.1	<i>Papel filtro</i> .....	137
3.5.4.2	<i>Mesa de tensão com coluna de areia</i> .....	142
3.5.4.3	<i>Modelagem das curvas características solo-água</i> .....	144
<b>3.5.5</b>	<b>Ensaio complementares da metodologia MCT e expansibilidade LNEC</b> .....	<b>144</b>
3.5.5.1	<i>Expansibilidade LNEC</i> .....	145
3.5.5.2	<i>Mini-CBR e Expansão</i> .....	146
3.5.5.3	<i>Infiltrabilidade</i> .....	148
<b>3.5.6</b>	<b>Ensaio triaxiais de cargas repetidas</b> .....	<b>150</b>
3.5.6.1	<i>Descrição do equipamento</i> .....	150
3.5.6.2	<i>Preparação das amostras, moldagem dos corpos de prova e protocolo para umedecimento e secagem pós-compactação</i> .....	151
3.5.6.3	<i>Módulo de resiliência</i> .....	156
3.5.6.4	<i>Deformação permanente</i> .....	160
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	<b>164</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	164
4.2	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA.....	170
4.3	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA.....	173
4.4	PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO.....	180
4.5	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL.....	183
<b>4.5.1</b>	<b>Influência do método e da energia de compactação</b> .....	<b>183</b>
<b>4.5.2</b>	<b>Influência da umidade de compactação</b> .....	<b>188</b>
<b>4.5.3</b>	<b>Influência da mineralogia e gênese dos solos</b> .....	<b>192</b>
4.6	CURVAS CARACTERÍSTICAS SOLO-ÁGUA.....	193
<b>4.6.1</b>	<b>Análise da variabilidade do índice de vazios</b> .....	<b>195</b>
<b>4.6.2</b>	<b>Influência da umidade de compactação</b> .....	<b>196</b>
<b>4.6.3</b>	<b>Influência do método de compactação</b> .....	<b>205</b>
<b>4.6.4</b>	<b>Influência da energia de compactação</b> .....	<b>208</b>
<b>4.6.5</b>	<b>Influência da granulometria, mineralogia e gênese dos solos</b> .....	<b>211</b>
4.7	INFILTRABILIDADE.....	213
4.8	MINI-CBR, EXPANSÃO E EXPANSIBILIDADE LNEC.....	216
4.9	MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	220
<b>4.9.1</b>	<b>Influência do estado de tensões</b> .....	<b>221</b>
4.9.1.1	<i>Desempenho dos principais modelos de previsão que relacionam o módulo de resiliência com o estado de tensões</i> .....	222
4.9.1.2	<i>Análise dos parâmetros de regressão do modelo composto e os efeitos do estado de tensões no módulo de resiliência</i> .....	224
4.9.1.3	<i>Módulo de resiliência não linear x Módulo de resiliência linear</i> .....	229
<b>4.9.2</b>	<b>Influência do método de compactação</b> .....	<b>232</b>
<b>4.9.3</b>	<b>Influência da energia de compactação</b> .....	<b>244</b>
<b>4.9.4</b>	<b>Influência da variação de umidade</b> .....	<b>246</b>
4.9.4.1	<i>Efeitos da umidade de compactação no módulo de resiliência</i> .....	247
4.9.4.2	<i>Efeitos da umidade pós-compactação no módulo de resiliência</i> .....	251
4.9.4.2.1	<i>Análise do gradiente de umidade nos corpos de prova submetidos às trajetórias de umedecimento e secagem</i> .....	252
4.9.4.2.2	<i>Amostras compactadas em diferentes teores de umidade e submetidas às trajetórias de umedecimento e secagem</i> .....	256
4.9.4.3	<i>Relação entre o módulo de resiliência, a umidade e a sucção</i> .....	263

4.9.4.4	<i>Previsão do módulo de resiliência considerando as variações de umidade e os efeitos da sucção</i> .....	269
<b>4.9.5</b>	<b>Influência da granulometria, plasticidade e gênese dos solos</b> .....	<b>276</b>
4.10	<b>DEFORMAÇÃO PERMANENTE</b> .....	280
<b>4.10.1</b>	<b>Deformação permanente acumulada</b> .....	<b>284</b>
4.10.1.1	<i>Influência da variação de umidade</i> .....	284
4.10.1.2	<i>Relação entre a deformação permanente, a umidade e a sucção</i> .....	292
4.10.1.3	<i>Influência das tensões desvio e confinante</i> .....	297
<b>4.10.2</b>	<b>Parâmetros do modelo de Guimarães (2009)</b> .....	<b>300</b>
4.10.2.1	<i>Proposta de adaptação do modelo de Guimarães (2009) considerando os efeitos da umidade e da sucção</i> .....	302
<b>4.10.3</b>	<b>Análise do <i>shakedown</i></b> .....	<b>308</b>
<b>4.10.4</b>	<b>Influência da deformação permanente no módulo de resiliência</b> .....	<b>311</b>
<b>4.10.5</b>	<b>Influência da granulometria, plasticidade e gênese dos solos</b> .....	<b>316</b>
4.11	<b>ANÁLISE CONJUNTA DOS RESULTADOS</b> .....	318
<b>4.11.1</b>	<b>Influência do método, da energia e da umidade de compactação no comportamento hidromecânico e microestrutural dos solos</b> .....	<b>318</b>
4.11.1.1	<i>Influência do uso de diferentes métodos de compactação laboratoriais</i> .318	
4.11.1.2	<i>Influência do acréscimo da energia de compactação</i> .....	319
4.11.1.3	<i>Influência da variação de umidade de compactação</i> .....	320
<b>4.11.2</b>	<b>Influência da variação de umidade pós-compactação na deformabilidade dos solos</b> .....	<b>321</b>
<b>4.11.3</b>	<b>Influência dos aspectos físicos, químicos e mineralógicos no comportamento hidromecânico e microestrutural dos solos</b> .....	<b>322</b>
<b>4.11.4</b>	<b>Relação entre a sucção e o comportamento hidromecânico e microestrutural dos solos</b> .....	<b>324</b>
<b>4.11.5</b>	<b>Síntese do comportamento hidromecânico dos materiais</b> .....	<b>325</b>
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>328</b>
5.1	CONCLUSÕES.....	328
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	330
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>332</b>
	<b>APÊNDICE A – RESUMO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA E CURVAS DE COMPACTAÇÃO</b> .....	<b>353</b>
	<b>APÊNDICE B – CURVAS CARACTERÍSTICAS SOLO-ÁGUA</b> .....	<b>359</b>
	<b>APÊNDICE C – MÓDULO DE RESILIÊNCIA</b> .....	<b>364</b>
	<b>APÊNDICE D – DEFORMAÇÃO PERMANENTE</b> .....	<b>387</b>



## 1 INTRODUÇÃO

Em uma obra de pavimentação, sabe-se que o desempenho do sistema está condicionado às complexas condições de contorno atuantes ao longo de sua vida útil. Além dos efeitos destrutivos do volume de tráfego, os fatores ambientais e climáticos podem contribuir consideravelmente para a degradação do pavimento.

A estrutura de um pavimento é construída com o intuito de distribuir as tensões e deformações induzidas pelo tráfego ao longo de suas camadas, até um nível de intensidade que cada material constituinte da estrutura possa suportar. Um pavimento falha quando as deformações permanentes são excessivas ao ponto de causar problemas na trafegabilidade e/ou o carregamento cíclico provoque o trincamento demais da superfície do revestimento. As ações do ambiente e do clima podem influenciar a capacidade estrutural e funcional dos pavimentos, desencadeando e acelerando esses mecanismos de ruptura.

A umidade é considerada uma das variáveis mais influentes na deterioração de estruturas de pavimentos flexíveis (SALOUR et al., 2015), visto interferir nas propriedades do subleito e das demais camadas do pavimento e, logo, nas suas respostas mecânicas frente ao carregamento dinâmico oriundo do tráfego. Diante disso, é de grande importância aprimorar o conhecimento acerca do comportamento dos materiais de pavimentação que estejam sujeitos a alterações no teor de umidade, assim como concentrar os estudos no desenvolvimento de modelos de previsão mais abrangentes, que incorporem a influência do meio físico nos métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos atuais.

Em rodovias brasileiras bem projetadas, com sistemas de drenagem eficientes, essa variação de umidade associada às interações com o meio ambiente e com o clima, denominada umidade de equilíbrio, quase sempre é inferior a umidade ótima de compactação. Não obstante, há de se considerar a atual situação da malha rodoviária pavimentada nacional, cujas condições muitas vezes não são tão favoráveis assim, além de situações regionais específicas (plantações, regiões alagadiças), onde a umidade pode acabar atingindo a fundação do pavimento e influenciando no seu desempenho mecânico. O subleito, objeto de estudo dessa pesquisa, está sujeito à ação da umidade por inúmeras fontes de origem de água, seja pela oscilação do lençol freático, pelas fissuras no revestimento, pelas bordas do

acostamento ou ainda devido a gradientes de temperatura que causam o movimento de água na forma de vapor.

Os solos empregados no subleito, independentemente de sua origem, são estabilizados pelo processo de compactação e geralmente encontram-se na condição de não saturação, onde atua a sucção. A sucção pode ser definida como a pressão negativa de água intersticial, fruto de condições físico-químicas, que tem um importante papel na compreensão do comportamento dos solos não saturados, uma vez que importantes propriedades como resistência e deformabilidade são fortemente influenciadas pela água livre presente nos poros do solo. A aplicação do conceito de sucção aos problemas geotécnicos, e particularmente, de pavimentação, em geral, permite entender melhor o desempenho dos solos não saturados, visto representar uma das variáveis do estado de tensões que governa o comportamento desses materiais.

Na prática, a sucção matricial pode ser utilizada para se entender o comportamento dos solos não saturados empregados na pavimentação desde a concepção da estrutura até a sua utilização. Isso porque os fatores inerentes ao processo de compactação, como energia, umidade e método de compactação, modificam o arranjo das partículas do solo (estrutura), influenciando na sua sucção matricial. Em serviço, devido às interações entre o meio físico e o solo, a previsão do desempenho do material na condição não saturada exige a compreensão da distribuição, retenção e perda da água intersticial para uma dada faixa de variação de umidade (umidade de equilíbrio), que descreva a dinâmica da sucção da região de implantação do pavimento.

Nesse cenário, os avanços na física dos solos vêm instigando a comunidade científica a estudar e adotar o princípio da sucção na percepção da resposta mecânica dos materiais de pavimentação sob diferentes condições de umidade, buscando-se obter um dimensionamento mais eficaz e realista. Os efeitos da variação da sucção no módulo de resiliência de solos de subleito constitui um tema de pesquisa consagrado tanto em nível nacional quanto internacional como visto em Edil e Motan (1979), Rodrigues (1997), Gonçalves (1999), Houry et al. (2003), Ceratti et al. (2004), Sawangsuriya et al. (2009), Weber (2013), Salour et al. (2014), Freitas et al. (2020), entre outros autores.

A mesma afirmação não pode ser feita no que tange à relação deformação permanente/sucção, provavelmente devido à complexidade, custo e tempo de ensaio.

Grande parte dos estudos encontrados na literatura foram desenvolvidos em países de clima temperado, destacando-se os trabalhos de Zhou e Ng (2016), Salour e Erlingsson (2017) e Jing et al. (2018). Esse argumento deixa clara a necessidade do desenvolvimento de mais estudos relacionados a este assunto, tendo em vista sua influência no desempenho de pavimentos flexíveis, principalmente no que se refere ao ambiente tropical brasileiro. Vale ressaltar que apesar de não serem propensos a saturação, como em regiões de clima temperado, acometidas pelo degelo sazonal, os solos tropicais que compõem os subleitos de pavimentos brasileiros encontram-se suscetíveis ao acesso de água por outros meios, como citado anteriormente.

Neste contexto, com a iminente evolução do método de dimensionamento de pavimentos flexíveis brasileiro e a necessidade de avanços na compreensão acerca dos fatores externos que possam vir a influenciar no desempenho da estrutura, a presente tese visa contribuir para o conhecimento da influência da sucção na deformabilidade de alguns solos de subleitos do estado do Rio Grande do Sul, associada principalmente às variações de umidade pós-compactação. Como contribuição secundária, destaca-se o estudo da influência do método, da umidade e da energia de compactação, bem como do tipo de material, na formação da estrutura do solo e seu posterior efeito na relação sucção/deformabilidade.

Ressalta-se que os aspectos abordados nesse trabalho constituem apenas uma parcela da magnitude e importância desse tema, justificando a relevância desta tese, e destacando que há ainda muitos desafios a serem vencidos para o completo entendimento desse assunto.

## 1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa consiste em avaliar, a partir de ensaios laboratoriais, a influência da sucção na deformação permanente e no módulo de resiliência de três solos tropicais de subleitos rodoviários do estado do Rio Grande do Sul, com base em diferentes condições iniciais de compactação e variações de umidade pós-compactação.

Com o intuito de alcançar o objetivo principal desta tese, dentro do escopo do trabalho foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Avaliar a influência das características de compactação (umidade, método e energia) na microestrutura e no comportamento hidromecânico dos solos;
- b) Analisar os efeitos da variação de umidade pós-compactação (umidade de equilíbrio) na deformação permanente e no módulo de resiliência dos materiais;
- c) Relacionar o comportamento hidromecânico e microestrutural dos solos com suas características físicas, químicas e mineralógicas;
- d) Evidenciar os efeitos da sucção na deformabilidade dos solos e propor a inserção desse parâmetro nos modelos de previsão do módulo de resiliência e da deformação permanente;
- e) Contribuir para a disseminação do conhecimento acerca da influência da sucção na deformabilidade de solos tropicais e ampliar o banco de dados das características hidromecânicas e microestruturais dos solos do estado do Rio Grande do Sul utilizados na pavimentação.

## 1.2 ESTRUTURA DA PESQUISA

A estruturação deste trabalho consta de 5 capítulos. Neste primeiro capítulo apresentam-se a introdução e os objetivos do estudo, ressaltando sua relevância e contribuição para as áreas de Geotecnia e Pavimentação, bem como a organização da pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura referente aos principais temas em estudo: mecânica dos solos não saturados, ação do clima no pavimento e comportamento mecânico de solos não saturados aplicados à pavimentação. Apresenta-se ainda um extenso estudo bibliográfico sobre a influência da sucção no módulo de resiliência e na deformação permanente de solos de subleitos rodoviários.

O Capítulo 3 descreve inicialmente as características gerais das áreas de estudo e a localização dos pontos de coleta dos solos estudados. Na sequência apresenta-se a metodologia aplicada no desenvolvimento desta pesquisa, que consiste basicamente no detalhamento dos ensaios laboratoriais que compõem o escopo da presente tese.

O Capítulo 4 apresenta os resultados e as discussões pertinentes ao tema dessa pesquisa, englobando toda a caracterização física, química, mineralógica, microestrutural e hidromecânica dos solos estudados. Inicialmente cada um desses

tópicos é abordado separadamente e no final é apresentada uma análise conjunta de todos os resultados, alinhados com os objetivos desta pesquisa.

No Capítulo 5 são expostas as considerações finais e principais conclusões extraídas dessa pesquisa, bem como sugestões para trabalhos futuros.

Os elementos pós-textuais compreendem as referências bibliográficas utilizadas no estudo e um total de 4 apêndices que reúnem informações adicionais e representações gráficas relevantes.

## 2 REVISÃO DE LITERATURA

No presente capítulo é apresentado um panorama geral dos temas bases desta pesquisa. Primeiramente, apresentam-se alguns conceitos básicos à respeito da Mecânica dos Solos Não Saturados, concentrando-se na importância da sucção e na obtenção da curva característica solo-água, bem como nos fatores que podem influenciar o seu traçado. Em um segundo momento demonstram-se os efeitos da água no pavimento, direcionando o estudo para o conceito da umidade de equilíbrio. Na sequência, versa-se sobre o comportamento mecânico de solos empregados na pavimentação, abordando principalmente a deformabilidade desses materiais, e os fatores que a influenciam. Como foco principal do trabalho, descreve-se ainda a importância da sucção na deformabilidade dos solos, apresentando estudos importantes sobre o assunto.

### 2.1 MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS E A SUCÇÃO

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993b), a Mecânica dos Solos Clássica frequentemente considera o pressuposto de que o solo se encontra seco (grau de saturação –  $S_r = 0$ ) ou se encontra saturado ( $S_r = 100\%$ ). Além disso, considera que o comportamento do solo é governado unicamente pelo princípio das tensões efetivas proposto por Terzaghi. Porém, sabe-se que seco ou saturado, são apenas limites da condição de umidade em que um solo pode se encontrar. Na verdade, essas duas condições limites são dois casos especiais de solos não saturados, os quais podem apresentar grau de saturação variando entre esses dois extremos ( $0\% < S_r < 100\%$ ).

Essa variação do grau de saturação está intimamente ligada à região em que o solo se encontra, bem como às condições climáticas às quais está submetido. Para Marinho (2004), a interação com o meio ambiente e as condições climáticas é o aspecto mais importante para se entender as diferenças existentes entre a abordagem tradicional e a abordagem da Mecânica dos Solos Não Saturados.

De acordo com Thornthwaite (1948), a classificação climática (clima úmido ou seco) é baseada no fluxo médio de umidade líquida na superfície do solo, isto é, a diferença entre a precipitação e a evapotranspiração potencial. O clima é considerado um fator primordial, que controla a profundidade das águas subterrâneas e, portanto, a espessura da zona de solo não saturado (zona vadosa) (FREDLUND, 2006). Em

regiões de clima úmido, devido ao ciclo hidrológico da água, há a tendência de o nível freático se encontrar próximo da superfície. Já em regiões de clima seco (árido e semiárido), onde a precipitação é, no geral, menor que a evaporação e a evapotranspiração, o nível d'água se encontra a grandes profundidades. Nesse caso, a condição não saturada se torna significativa e os conceitos e teorias da Mecânica dos Solos Clássica não se aplicam.

No Brasil, onde há o predomínio de clima tropical, existe uma vasta área coberta por solos de origens geológicas diferentes. Segundo Camapum de Carvalho (2004), o manto do intemperismo de solos tropicais geralmente encontra-se em condição não saturada. Fato semelhante ocorre na maior parte das obras geotécnicas, as quais não utilizam o solo em seu estado natural, mas estabilizados mecanicamente por meio da compactação. Barragens, aterros e estruturas de pavimentos são exemplos típicos de obras com grande montante de solos compactados. Na grande maioria dos casos, solos compactados situam-se acima do nível d'água, ou pelo menos em parte, apresentando comportamento de solos não saturados.

Assim, percebe-se que tanto os solos compactados quanto os solos naturais tropicais, típicos do Brasil, não seguem os conceitos da Mecânica dos Solos Clássica e requerem a aplicação de conceitos à luz da Mecânica dos Solos Não Saturados. A Mecânica dos Solos Não Saturados surgiu da necessidade de criar novos conceitos e teorias, adequados a todo e qualquer solo que se encontre acima do nível da água, onde as poropressões, no geral, são negativas.

A Figura 2.1 exibe uma representação generalizada do campo de estudo da Mecânica dos Solos, dividido basicamente em função do nível do lençol freático (NA). Como é possível observar, abaixo do NA, a poropressão da água é positiva, o solo se encontra saturado e seu comportamento é governado pelas tensões efetivas ( $\sigma - u_w$ ). Já acima do nível d'água, a poropressão da água é negativa e o comportamento do solo não saturado é governado por duas variáveis independentes: a tensão normal líquida e a sucção matricial (FREDLUND E MORGENSTERN, 1977).

A tensão normal líquida abrange principalmente as ações antrópicas devido ao acréscimo e remoção de tensões totais, isto é, cargas aplicadas e escavações. Já a segunda variável (sucção matricial) abrange o impacto climático acima da superfície do solo (FREDLUND, 2006).

De acordo com Fredlund (2006), essas variáveis independentes estão relacionadas às fases do solo. Ao contrário do solo saturado que apresenta somente

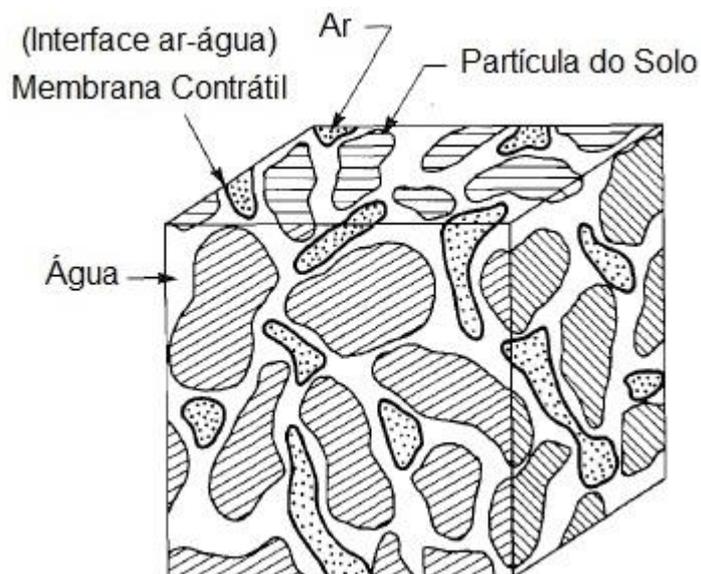
duas fases (sólido e líquida), o solo não saturado, de acordo com Fredlund e Morgenstern (1977), apresenta quatro fases (Figura 2.2): sólido, água, ar e uma interface água-ar, denominada de membrana contrátil.

Figura 2.1 – Representação generalizada do campo de estudo da Mecânica dos Solos



Fonte: Adaptado de Fredlund (1996).

Figura 2.2 – Fases em um elemento de solo não saturado



Fonte: Adaptado de Fredlund e Morgenstern (1977).

Segundo Davies e Rideal<sup>1</sup> (1963 apud Fredlund, 1979), essa membrana se comporta como uma membrana elástica sob tensão entrelaçada em toda a estrutura

<sup>1</sup> DAVIES, J. T.; RIDEAL, E. K. **Interfacial phenomena**. 2<sup>nd</sup> ed. Academic Press, New York, 1963.

do solo. A membrana contrátil é função da tensão superficial gerada entre fluidos e seu comportamento está associado à mudança de volume e à resistência do solo. Além disso é relevante para a interpretação do fenômeno de tixotropia (ganho de resistência do solo) e o efeito da capilaridade na sucção matricial do solo (WANG E FREDLUND, 2003). Em suma, a membrana contrátil apresenta uma significativa resistência à tração, o que influencia diretamente no comportamento mecânico do solo como um todo (FREDLUND E MORGENSTERN, 1977).

Neste contexto, fica evidente a importância de se conhecer o comportamento de solos não saturados, visto que solos com saturação diferente dos extremos, apresentam um comportamento bem mais complexo do que aqueles governados pela abordagem tradicional.

### 2.1.1 Sucção

A sucção de um solo é um dos parâmetros mais importantes para se entender o comportamento dos solos não saturados, uma vez que importantes propriedades, como resistência e deformabilidade, são fortemente influenciadas pela pressão negativa de água intersticial (VILLAR E DE CAMPOS, 2001; BENEVELI, 2002). Bulut et al. (2001) afirmam que a mudança na sucção, devido à alterações na umidade sazonal, é uma valiosa informação para muitas aplicações de engenharia.

Por definição, a sucção do solo é caracterizada como o trabalho necessário para remover uma quantidade infinitesimal de água do seu interior, além de fornecer uma medida dos efeitos combinados das forças que mantêm a água no solo (EDIL E MOTAN, 1979). Fredlund e Rahardjo (1993b) descrevem a sucção como o estado de energia livre da água intersticial em solos não saturados. Para Marinho (1997), a sucção pode ser definida como a pressão isotrópica de água intersticial, fruto de condições físico-químicas, que faz com que o sistema solo-água absorva ou perca água dependendo das condições ambientais, aumentando ou reduzindo o seu grau de saturação. Segundo a norma americana D5298 (ASTM, 2016), a sucção do solo, em termos práticos, é uma medida da afinidade do solo em reter água.

A sucção total de um solo não saturado é dado pela soma de duas componentes, como é possível visualizar na Equação 1.

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (1)$$

Onde:

$\psi$  é a sucção total, em kPa;

$(u_a - u_w)$  é a sucção matricial ou mátrica, em kPa;

$\pi$  é a sucção osmótica, em kPa.

A sucção mátrica ou matricial é definida como a pressão negativa desenvolvida na água do solo, dada pela diferença entre a poropressão do ar e a poropressão da água, ligada às mudanças na sucção devido ao movimento da água na fase líquida (VANAPALLI et al., 2002). Essa parcela da sucção total é a de maior interesse pois é considerada a variável do estado de tensões fortemente influenciada pelas mudanças climáticas (FREDLUND, 1996).

De acordo com as deduções apresentadas por Vanapalli et al. (2002), a sucção matricial é função da tensão superficial (gerada pelo contato entre dois fluidos) e da capilaridade (atribuída ao tamanho dos poros do material). Para Bulut et al. (2001), além da capilaridade, a sucção matricial está relacionada às forças de adsorção superficiais e à textura do solo. A capilaridade está associada com a macroporosidade do solo, ou seja, com os poros interligados pelos quais a água flui devido aos gradientes de pressão capilar. Já a adsorção, está vinculada à microporosidade do solo, e depende do nível de hidratação dos minerais argilosos (DE CAMPOS et al., 1992). Em síntese, a componente matricial está relacionada ao tipo de partículas e seu arranjo estrutural (MARINHO, 1997).

A sucção osmótica é função da diferença de concentração química de solutos da água no solo e pode ser relacionada às mudanças no teor de água que se originam devido ao transporte da água na fase de vapor (VANAPALLI et al., 2002). Ao contrário da sucção mátrica, que pode ser medida e controlada, a sucção osmótica só pode ser determinada de forma indireta, por meio da diferença entre a sucção total e a matricial.

Segundo Miller e Nelson (2006), o teor de sais presente em um solo não influencia na magnitude da sucção matricial, somente na sucção osmótica. Essa afirmação parte da suposição de que os sais inorgânicos apresentam mínima influência na tensão superficial, essencial à sucção mátrica, não afetando-a de forma significativa.

Frequentemente, variações na sucção osmótica são menos consideráveis que mudanças na sucção matricial. Na maior parte dos problemas práticos, a sucção osmótica é considerada constante quando envolve problemas com pequena amplitude de variação de teor de umidade, sendo tratada com pouca relevância, pois não

controla o comportamento mecânico do solo não saturado. Porém, em casos onde há contaminação do solo ou elevada variação do teor de umidade (expressiva evaporação da água), pode-se ter variação da sucção osmótica, que passa a compor uma parcela importante na sucção do solo (MARINHO, 1994b; MARINHO, 1997; GITIRANA JR. et al., 2015).

De acordo com Vanapalli et al. (2002), do ponto de vista da engenharia convencional, os engenheiros geotécnicos e ambientais estão interessados no desempenho das estruturas do solo em uma faixa de sucção relativamente baixa, que varia tipicamente de 0 a 500 kPa. Nesta faixa, as alterações na sucção estão vinculadas às movimentações da água na fase líquida, e por esse motivo, a relação entre as propriedades do solo e a sucção é feita em termos de sucção matricial (MARINHO, 1997; VANAPALLI et al., 1999; BICALHO et al., 2009).

Marinho (1994a) afirma que, independentemente da técnica utilizada, a condição básica para estimativa de sucção é a troca de água entre o solo e o sistema de medição. Existem inúmeros métodos para determinação da sucção, os quais podem ser divididos em duas categorias principais: diretos e indiretos. A principal diferença entre eles está na forma como ocorre a medida da sucção.

Nos métodos diretos essa medida é feita sem que haja relação com outras propriedades do solo, sendo em alguns casos, de difícil mensuração. Placa de sucção, centrífuga, tensiômetro padrão, tensiômetro de alta capacidade e a técnica de translação de eixos são alguns dos ensaios utilizados para determinação direta da sucção. Nos métodos indiretos, a sucção é determinada a partir de correlações com outros parâmetros do solo, como por exemplo, o grau de saturação ou o teor de umidade. Para medida indireta da sucção, destacam-se a técnica do papel filtro, psicrômetro, dessecador de vácuo, condutividade térmica e sensor de matriz granular (GMS).

A Tabela 2.1 apresenta um resumo de alguns desses ensaios, contendo o tipo de sucção medida, bem como o nível de sucção que a técnica permite avaliar. Segundo Marinho (2005), para medida de sucções até 30 kPa, a placa de pressão com coluna suspensa é o método mais conveniente. Para sucções entre 30 kPa e 1.500 kPa, a translação de eixos ou a técnica do papel filtro podem ser utilizados.

Na presente pesquisa, o principal método utilizado para a obtenção da sucção será o papel filtro, apresentado com detalhes na próxima subseção. Maiores informações acerca das demais técnicas citadas estão presentes em Fredlund e

Rahardjo (1993b), Burland e Ridley (1996), Marinho (1997), Ng e Menzies (2007), Fredlund et al. (2012), entre outros.

Tabela 2.1 – Principais técnicas para obtenção da sucção dos solos

Técnica	Sucção Medida	Intervalo (kPa)
Placa de Sucção	Matricial	0 – 90
Psicrômetro	Total/Osmótica	100 – ≈8.000
Papel Filtro	Total/Matricial*	0 – 29.000 <sup>1</sup>
Tensiômetro Padrão	Matricial	0 – 90
Tensiômetro Osmótico	Matricial	0 – 1.500
Tensiômetro de Alta Capacidade	Matricial	0 – 1.200
Translação de Eixos	Matricial	0 – 1.500
Condutividade Térmica	Matricial	0 – 400
Condutividade Elétrica	Matricial/Osmótica	20 – 1.500

Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993b); Ridley e Burland (1993); Burland e Ridley (1996); Marinho (1997) e Vanapalli et al. (2002).

Notas: \* A sucção matricial é medida quando há contato entre o solo e o papel filtro; <sup>1</sup> Segundo Marinho et al. (2015) essa técnica é válida para um intervalo de 10 a 100.000 kPa.

#### 2.1.1.1 Método do papel filtro

A técnica do papel filtro é provavelmente um dos métodos mais simples dentre os métodos disponíveis para estimativa da sucção dos solos, abrangendo toda gama de interesse no que diz respeito ao transporte de fluidos e vapor e outras aplicações geotécnicas (HOUSTON et al., 1994).

Segundo Marinho (1997) o método baseia-se no princípio de que um solo, com certa umidade, quando posto em contato com um papel filtro quantitativo, com umidade inferior, faz com que este último absorva uma certa quantidade de água do solo até que o sistema entre em equilíbrio de pressão.

Neste caso, existe um fluxo de água entre o sistema de medição e o solo, que pode ocorrer de duas formas distintas: por fluxo capilar ou fluxo de vapor. Dependendo do tipo de fluxo, dá-se a medida de um tipo de sucção. Quando há contato entre a amostra de solo e o papel filtro ocorre fluxo capilar e a sucção medida é a sucção matricial. Para elevados níveis de sucção, o contato solo/papel filtro (medida da sucção mátrica) torna as medidas imprecisas, visto que nessa faixa de sucção o fluxo é dominado pelo transporte de vapor (BICALHO et al., 2007). Neste caso, se o fluxo

ocorre apenas por vapor, configurando ou não contato solo/papel filtro, a sucção medida é a total. Isso corrobora a afirmação de Fredlund e Xing (1994) que para altos níveis de sucção, acima de 1.500 kPa, a sucção total e a sucção matricial podem ser consideradas equivalentes.

Independentemente do fluxo, este ocorre até que se obtenha um estado de equilíbrio, onde assume-se não haver mais fluxo de água entre o solo e o papel filtro. Após o tempo de equalização, os valores de umidade do material poroso e do solo são diferentes, porém a sucção é a mesma. Tendo-se a relação entre sucção e umidade do papel filtro (curva de calibração), a sucção do solo pode ser determinada.

Os papéis filtro quantitativos mais utilizados são o Whatman nº 42 e Schleider & Schuell nº 589. Algumas equações de calibração presentes na literatura para o papel filtro Whatman nº 42 (a ser utilizado na presente pesquisa) são apresentadas na Tabela 2.2, com suas respectivas referências bibliográficas.

Tabela 2.2 – Equações de calibração para o papel filtro Whatman nº 42

Equação	Sucção (kPa)	Referência
$\log \psi = 8,022 - 3,683 \log w$	<i>Não especificada</i> <sup>1</sup>	Hamblin (1981)
$\log \psi = 4,84 - 0,0622 w \rightarrow w \leq 47$ $\log \psi = 6,05 - 2,48 \log w \rightarrow w > 47$	<i>Sucção Matricial</i>	Chandler et al. (1992)
$\log \psi = 5,327 - 0,0779 w \rightarrow w < 45,3$ $\log \psi = 2,412 - 0,0135 w \rightarrow w \geq 45,3$	<i>Sucção Total</i>	D5298 (ASTM, 2016)
$\log \psi = 2,909 - 0,0229 w \rightarrow w \geq 47$ $\log \psi = 4,945 - 0,0673 w \rightarrow w < 47$	<i>Sucção Matricial</i>	Leong et al. (2002)
$\log \psi = 8,778 - 0,222 w \rightarrow w \geq 26$ $\log \psi = 5,31 - 0,0879 w \rightarrow w < 26$	<i>Sucção Total</i>	
$\log \psi = 4,83 - 0,0839 w \rightarrow w < 33$ $\log \psi = 2,57 - 0,0154 w \rightarrow w \geq 33$	<i>Sucção Matricial</i> <i>Sucção Total</i>	Marinho e Oliveira (2006)

Notas:  $\psi$  é a sucção em kPa;  $w$  é a umidade do papel filtro em %; <sup>1</sup> A referência não discrimina o tipo de sucção para a qual se aplica a equação de calibração.

Observando a Tabela 2.2 é possível notar que o tipo de sucção a ser medida é um fator condicionante para a escolha da equação de calibração mais adequada. Leong et al. (2002), por exemplo, recomendam diferentes calibrações para medida da sucção total e matricial, semelhante ao proposto por Houston et al. (1994) para o papel filtro quantitativo Fisher. Já Marinho e Oliveira (2006) sugerem e comprovam a

eficiência do uso de uma mesma curva de calibração para obtenção de ambas sucções (matricial ou total).

Outro ponto importante a se considerar é a diferença entre as equações de calibração para o mesmo papel filtro. Em seu estudo, Bicalho et al. (2009) constataram que existem diferenças significativas entre as várias funções de calibração presentes na literatura para o papel filtro Whatman nº 42, geralmente atribuídas à qualidade do papel filtro, fonte de sucção utilizada, histerese e tempo de equilíbrio. Nesse sentido, apesar de Marinho (1994a) afirmar que as curvas de calibração presentes na literatura podem ser utilizadas, desde que o tempo de equilíbrio de fluxo respeite o recomendado, Likos e Lu (2002) citam a importância de se verificar a calibração do papel anterior ao seu uso, visto ocorrer variações de lote à lote.

Dentre as vantagens da técnica do papel filtro estão a simplicidade, a economia, a razoável acurácia e a capacidade de medir uma ampla gama de sucções (LIKOS E LU, 2002; LEONG et al., 2002; VANAPALLI et al., 2002; BICALHO et al., 2007). A simplicidade do ensaio pode ser vista também como uma desvantagem. Segundo Houston et al. (1994), embora a medida da sucção por meio do papel filtro seja simples e não trabalhosa, resultados errôneos podem ser obtidos se não tomadas as devidas precauções durante o ensaio.

Os estudos de Wang e Lao (2002)<sup>2</sup>, reportados por Vanapalli et al. (2002), mostraram que os valores de sucção medidos usando o método do papel de filtro foram inferiores aos valores de sucção medidos usando outros dispositivos de medição de sucção. Isto é atribuído à presença de partículas do solo que aderem ao papel filtro molhado e que durante a sua secagem se desprendem, influenciando no cálculo da umidade de equilíbrio. Neste caso, alguns autores recomendam a utilização de um papel filtro de proteção entre o papel filtro sensor da sucção e a amostra do solo. Contudo, a adoção dessa solução pode elevar o tempo necessário para que ocorra o equilíbrio, visto que o fluxo de água deverá vencer a barreira do papel filtro protetor até atingir àquele utilizado como sensor.

Segundo Al-Khafaf e Hanks (1974) e Fredlund e Rahardjo (1993b), o contato entre o papel filtro e o solo, durante a medida da sucção matricial, é um dos principais problemas do método do papel filtro. Marinho (1994b) observou em seu estudo que o grau de contato apresenta pouca influência, desde que se utilize um tempo de

---

<sup>2</sup> WANG, Z.; LAO, Y.D. Measurement of matric suction of loess in Shanxi Province. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils, Recife: Balkema, **Proceedings...**, vol.1, pp. 347-350, 2002.

equilíbrio adequado à faixa de sucção que se quer medir, visto que se uma pequena parte do papel filtro se encontra em contato com o solo, o fluxo capilar irá ocorrer ao longo de todo o papel filtro, uma vez que esse período seja respeitado. Logo, o tempo de equilíbrio é outro fator de suma importância para correta obtenção da sucção (MARINHO, 1994a; MARINHO E OLIVEIRA, 2006, FREDLUND et al., 2012).

Para Power et al. (2008), tempos de equalização insuficientes resultam em maiores valores de sucção, enquanto que tempos mais longos podem contribuir para a degradação gradual do papel filtro. Pesquisas pioneiras como de Al-Khafaf e Hanks (1974) e Hamblin (1981) adotaram tempos de equilíbrio para medida da sucção matricial de 2 dias e de minutos a 36 horas, respectivamente. Segundo Marinho (1997), no geral, para medições de sucção matricial o tempo de equalização é de 7 dias. Para sucções totais, esse tempo varia de 7 a 30 dias, ou mais, conforme o nível de sucção a ser medido. Independentemente do tipo e nível de sucção, a norma D5298 (ASTM, 2016) sugere um período de no mínimo 7 dias. De acordo com Leong et al. (2002), o tempo de equilíbrio do papel filtro depende da fonte de sucção, das condições de contato e do nível de sucção, o que explica as diferenças nos tempos de equalização relatadas por diferentes pesquisadores.

A oscilação de temperatura do ambiente de trabalho também pode afetar o ensaio, principalmente em relação ao tempo de equalização. Recomenda-se, neste caso, a utilização de recipientes isolados termicamente para o armazenamento das amostras durante o período de equilíbrio de pressão, acondicionados em ambiente de temperatura controlada. A temperatura padrão preconizada pela normativa D5298 (ASTM, 2016) é de 20°C, com variação de até  $\pm 3^\circ\text{C}$ .

Outro cuidado a ser tomado durante a utilização do papel filtro para medida da sucção está em evitar qualquer eventual perda de umidade para o ambiente durante a retirada do papel filtro da amostra, após o término do fluxo de água. Essa observação também é válida para a retirada do papel filtro da estufa, após sua secagem. Segundo Marinho (1994a), a perda de umidade para o ambiente é da ordem de 1,5% por minuto para uma umidade de aproximadamente 35%. Esta perda depende da umidade do papel. Para altas sucções (baixas umidades) a evaporação é menor. A norma D5298 (ASTM, 2016) recomenda um tempo máximo de 3 a 5 segundos em contato com o ar ambiente, entre a remoção do papel filtro e sua colocação em um recipiente fechado para pesagem, de modo que a medida de umidade não seja afetada.

Em suma, o método do papel filtro é simples, econômico e utilizado em larga escala, porém o sucesso em seu uso para obtenção da sucção depende exclusivamente de cuidados específicos durante a execução do ensaio, evitando os possíveis problemas supracitados. Informações detalhadas sobre o passo a passo dessa técnica serão apresentadas no capítulo referente à metodologia desse trabalho.

### 2.1.2 Curva característica solo-água

Previamente, definiu-se a sucção como um parâmetro fundamental para se entender o comportamento dos solos não saturados. Essa compreensão é simplificada pela relação entre a variação do teor de umidade e a sucção do solo, dada por meio da curva de retenção de água do solo, também chamada de curva característica solo-água (*soil-water characteristic curve – SWCC*).

A partir da curva característica solo-água é possível prever o comportamento da água livre nos poros dos solos não saturados, frente a importantes propriedades geotécnicas, como resistência ao cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade (FREDLUND E RAHARDJO, 1993a; FREDLUND et al., 1995; VANAPALLI et al., 1999; VANAPALLI E FREDLUND, 2000; LIKOS E LU, 2002). De acordo com Fredlund (2002), as propriedades dos solos não saturados podem ser relacionados à curva característica porque as variações nessas propriedades são principalmente função da quantidade de água no solo.

Segundo Vanapalli et al. (1999), a curva característica pode ser descrita como a medida da capacidade de retenção de água (capacidade de armazenamento de água do solo) devido às mudanças do teor de umidade quando submetido a variações nos valores de sucção. Fredlund et al. (1995) define a curva característica solo-água como a variação de sucção com a capacidade de armazenamento de água dentro dos macro e microporos de um solo.

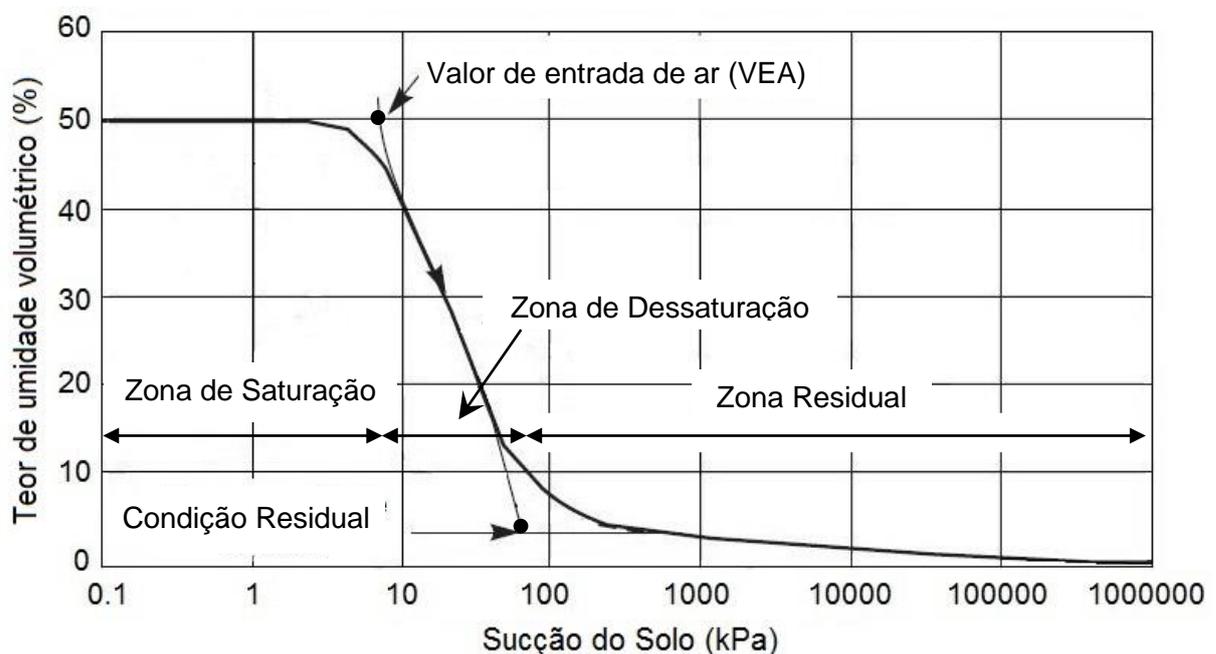
O formato da curva característica é função dos parâmetros adotados para sua construção, que pode ser expressa em termos de teor de umidade gravimétrico ( $w$ ), teor de umidade volumétrico ( $\theta$ ), grau de saturação ( $S_r$ ) ou grau de saturação efetivo *versus* a energia necessária para remover a água dos vazios do solo. Essa energia pode ser representada tanto na forma de sucção matricial como sucção total. Segundo Fredlund (2002), na presença de uma significativa quantidade de água no solo, a sucção matricial, que é associada aos efeitos de capilaridade, domina a curva

característica para baixas sucções (até 1.500 kPa). Já para altos níveis de sucção, onde a água flui na forma de vapor, a sucção total parece apresentar maior relevância.

De forma geral, as curvas de retenção podem ser divididas em três zonas distintas, conforme apresenta a Figura 2.3: zona de saturação, zona de dessaturação e zona residual. Segundo Vanapalli et al. (1999), à medida que o grau de saturação do solo diminui, a distribuição das fases sólida, líquida e de ar se altera juntamente com o estado de tensões no solo. A Figura 2.4 apresenta a variação da fase líquida nas diferentes zonas citadas.

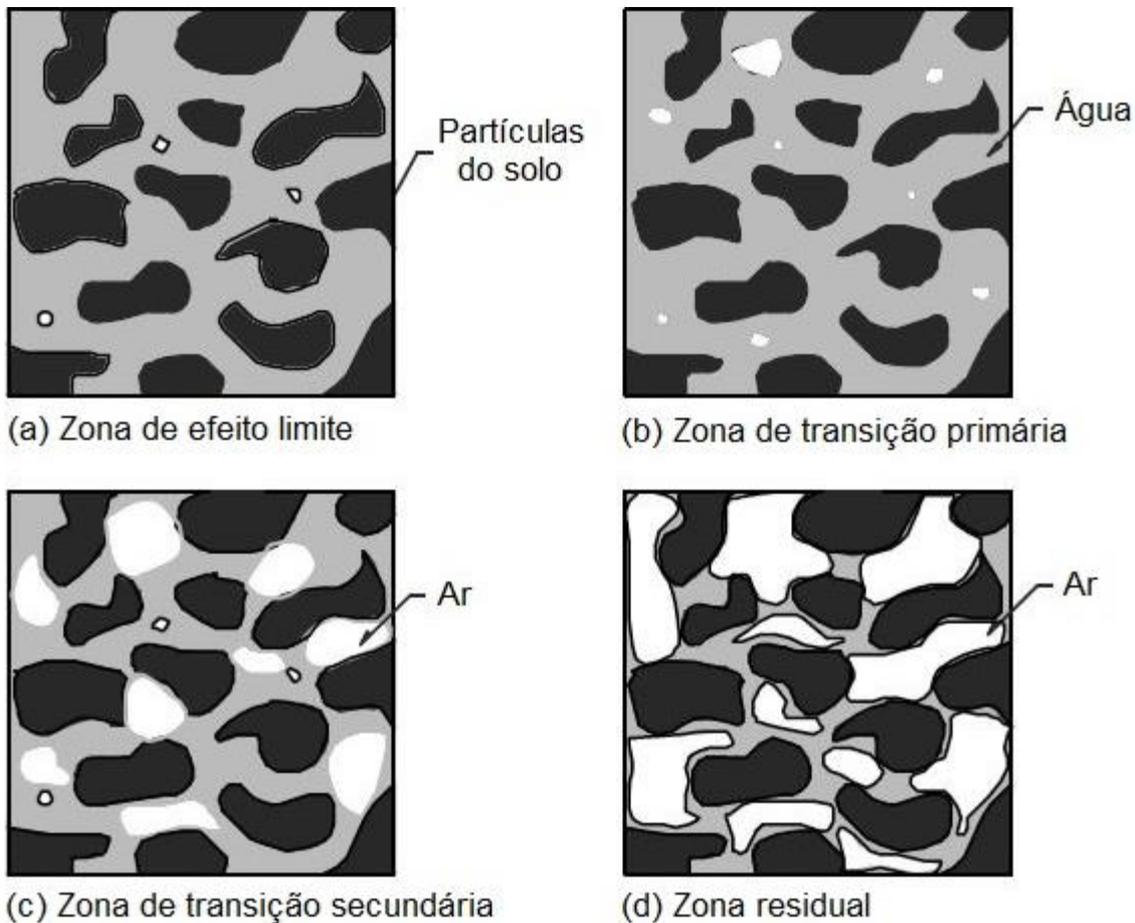
A zona de saturação, ou zona de efeito limite, corresponde ao intervalo de sucção para o qual o solo se encontra completamente saturado, ou seja, seus vazios se encontram preenchidos por água (Figura 2.4a). Em campo, corresponde à faixa denominada franja capilar. Essa zona se estende até o chamado valor de entrada de ar (VEA), que corresponde à sucção onde o ar começa a preencher os maiores poros do solo. Segundo Gitirana Jr. et al. (2015), o VEA pode ser definido como o ponto de máxima sucção em que os maiores poros do material são capazes de suportar sem serem drenados. Para Marinho e Chandler (1994) é uma medida do tamanho máximo de poro do solo, revelando a relação intrínseca entre o valor de entrada de ar e os macroporos do material.

Figura 2.3 – Parâmetros e zonas de uma curva característica típica



Fonte: Adaptado de Fredlund e Xing (1994).

Figura 2.4 – Provável variação da fase líquida (água) nos diferentes estágios da curva característica



Fonte: Adaptado de Vanapalli et al. (1996).

Após o VEA, com o decréscimo do teor de umidade ou grau de saturação, dá-se início ao segundo trecho da curva característica. Nessa zona, denominada zona de dessaturação (zona de transição), ocorre a drenagem da água livre presente nos poros do solo com o aumento da sucção. Em termos de fases do solo, ocorre a substituição gradativamente da fase líquida (água) pela fase gasosa (ar) nos poros do material (Figura 2.4b e 2.4c). Essa drenagem ocorre até a chamada condição residual. Observando a curva característica, verifica-se que para um dado ponto de sucção residual corresponde um grau de saturação ou teor de umidade residual.

A sucção residual é considerado um valor de sucção de transição entre a zona de dessaturação e a zona residual, a partir do qual a remoção da água exige sucções significativas, de forma que esta ocorre predominantemente por transferência de vapor (VANAPALLI et al., 2002). Nesse estágio a fase líquida se torna descontínua, como é possível observar na Figura 2.4d.

Nota-se que, no geral, o comportamento da curva característica reflete o comportamento dos solos *in situ*, os quais se encontram inicialmente saturados no nível do lençol freático (franja capilar) e tendem a se tornar não saturados em direção à superfície do solo (residual) (FREDLUND, 2006). Já no que tange à estimativa das propriedades dos solos não saturados, Fredlund (2002) destaca a importância de dois dos parâmetros citados: o valor de entrada de água e o ponto de sucção residual. Ambos são essenciais na compreensão do comportamento desses materiais frente à variação do grau de saturação.

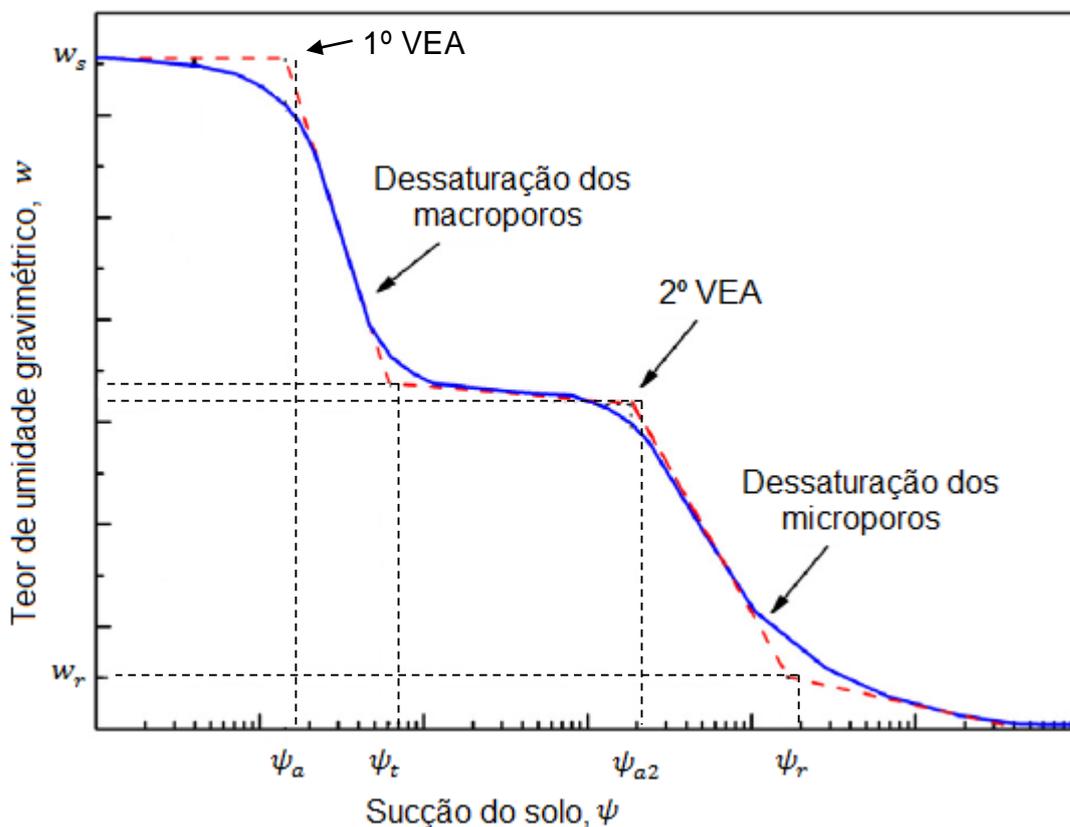
Diferentes fatores físicos e eletroquímicos também determinam o formato da curva de retenção, podendo em muitos casos se diferenciar da curva apresentada na Figura 2.3, que apresenta apenas um trecho de dessaturação, caracterizando o tipo de curva denominada unimodal. Processos genéticos de evolução do solo, como ocorre em solos tropicais brasileiros e solos compactados em condições especiais (baixa energia de compactação e no ramo seco), podem resultar em curvas com dois trechos de dessaturação, conhecidas como curvas bimodais (Figura 2.5) (GITIRANA JR. et al., 2015). Estes autores citam ainda a existência de solos com diversos trechos de dessaturação, caracterizando neste caso curvas multimodais, que se aproximam do comportamento das curvas de formato duplo “S” (bimodais).

De acordo com a teoria da capilaridade, curvas características bimodais ou com formato duplo “S” são associadas com uma distribuição de tamanho de poros bimodal ou com estruturas de dupla porosidade, podendo ser considerada como uma superposição de duas curvas unimodais, uma para a água armazenada nos poros entre partículas e outra para a água armazenada nos poros intrapartículas (LI et al., 2014). Esses solos apresentam macro e microporos bem definidos, com dois valores de entrada de ar (VEA), sendo o primeiro relacionado aos poros de maiores dimensões e o segundo aos poros de menores proporções.

No geral, curvas bimodais apresentam dois estágios de dessaturação: dessaturação dos macroporos e dessaturação dos microporos. O primeiro trecho refere-se à perda de saturação pelos poros de maiores dimensões. Inicialmente o solo encontra-se saturado, até atingir o primeiro VEA ( $\psi_a$ ), a partir do qual o grau de saturação reduz com o aumento da sucção. Ao final desse trecho, a água remanescente permanece no interior dos agregados de argila. O segundo valor de entrada de ar ( $\psi_{a2}$ ) caracteriza o início do último estágio de dessaturação, associado à perda de água do interior dos agregados de argila (microporos), até que as

condições residuais sejam alcançadas. Além dos dois trechos supracitados, essas curvas apresentam um estágio caracterizado pela continuidade no grau de saturação frente ao aumento de sucção, provavelmente associado à ausência de poros com tamanho intermediário, denominado patamar intermediário. Esse comportamento cessa quando o nível de sucção excede a capacidade de retenção de água nos microporos (FEUERHARMEL, 2007).

Figura 2.5 – Curva característica bimodal



Fonte: Adaptado de Li et al. (2014).

Como visto, a curva característica é uma ferramenta fundamental para se ter uma aproximação do comportamento dos solos não saturados. É de senso comum sua importância, bem como sua complexidade, principalmente devido aos diversos fatores que podem influenciar na sua interpretação, discutidos na sequência.

### 2.1.2.1 Fatores que influenciam na curva característica

Na perspectiva de Camapum de Carvalho et al. (2015), a curva característica de retenção de água é função da estrutura do solo, bem como de sua composição

química e mineralógica, que evolui com a atuação do processo de intemperismo. Além dos aspectos citados, estudos presentes na literatura apontam outros fatores que podem influenciar na curva característica, tais como: tipo e textura do solo; índice de vazios; energia, método e teor de umidade de compactação; história de tensões e trajetórias de umedecimento e secagem (TINJUM et al., 1997; VANAPALLI et al., 1999; NG E PANG, 2000; VANAPALLI et al., 2002; GALLIPOLI et al., 2003; OLIVEIRA, 2004; MARINHO, 2005; FREDLUND E HOUSTON, 2013; ELKADY et al., 2017).

A Figura 2.6 apresenta curvas características típicas para diferentes tipos de solos. É possível observar que, com o aumento da sucção, solos mais granulares (pedregulhos e areias) apresentam uma taxa de dessaturação mais rápida, caracterizada por uma curva característica mais íngreme. Isso se deve ao fato de que solos granulares apresentam poros interconectados maiores (VANAPALLI et al., 1999). Segundo Gitirana Jr. e Fredlund (2004), para solos arenosos, quanto mais íngreme a inclinação da curva, mais estreita será a distribuição do tamanho dos poros.

Para siltes, a curva característica é semelhante a dos solos arenosos, porém com valores de entrada de ar e sucção residual maiores, devido à presença de poros menores. Solos argilosos apresentam VEA's superiores aos solos citados, tanto maiores quanto maior a plasticidade do solo, e condições residuais que nem sempre podem ser identificadas visualmente (FREDLUND E XING, 1994). Neste caso, as forças de adsorção influenciam a SWCC por quase todo o intervalo de sucção do solo (Mitchell, 1976)<sup>3</sup> e o fluxo de vapor tem um papel fundamental na transferência de umidade após o ponto residual (Barbour, 1998)<sup>4</sup>. Portanto, a teoria capilar não pode explicar completamente o comportamento da curva característica de solos argilosos (GITIRANA JR. E FREDLUND, 2004).

De acordo com Vanapalli et al. (1999), o predomínio de frações mais finas requer maiores valores de sucção para drenagem da água livre dos poros, ou seja, o solo fino apresenta maior capacidade de retenção de água. À medida que o tamanho das partículas decresce, o valor de entrada de ar (VEA) aumenta e a inclinação da curva se torna mais suave. O mesmo ocorre para o valor de sucção residual: com o aumento de finos, o nível de sucção residual também aumenta. Segundo Lopes (2006), isso se deve ao fato de que solos mais argilosos apresentam vazios muito

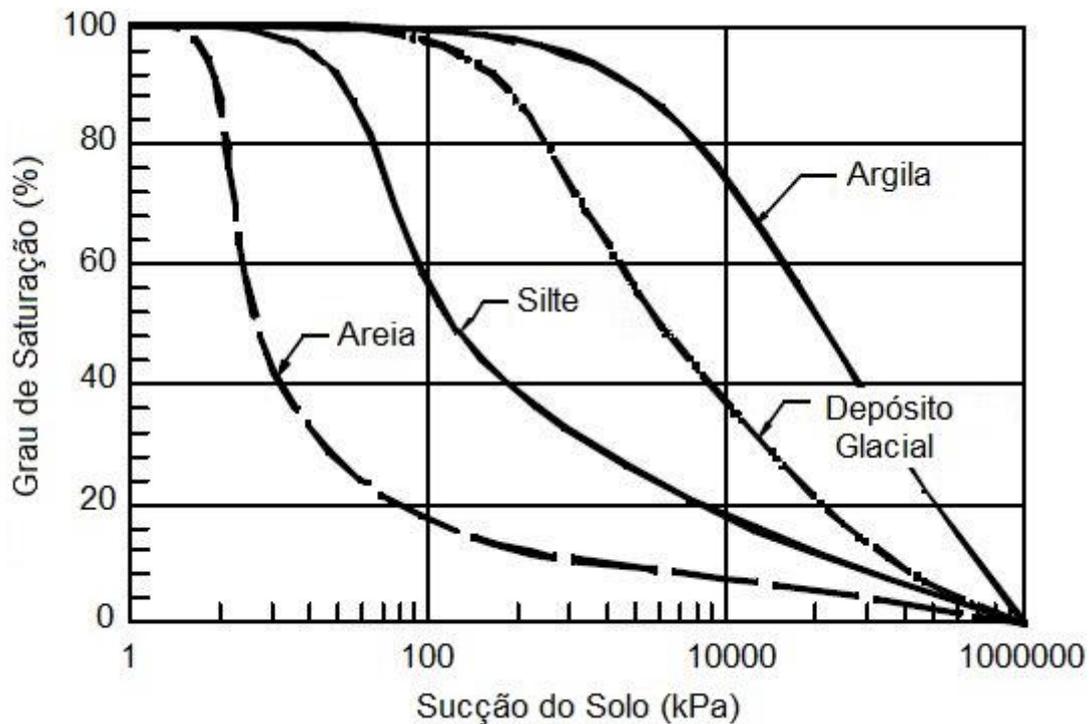
---

<sup>3</sup> MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soil behavior**. Wiley, New York, 1976.

<sup>4</sup> BARBOUR, S. L. 19<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. **Canadian Geotechnical Journal**, 35, pp. 873-894, 1998.

pequenos, aumentando o efeito da capilaridade. Também é possível atribuir essa característica a maior superfície específica apresentada por grãos de pequena dimensão, o que resulta em um aumento das forças de adsorção.

Figura 2.6 – Influência do tipo de solo na curva característica



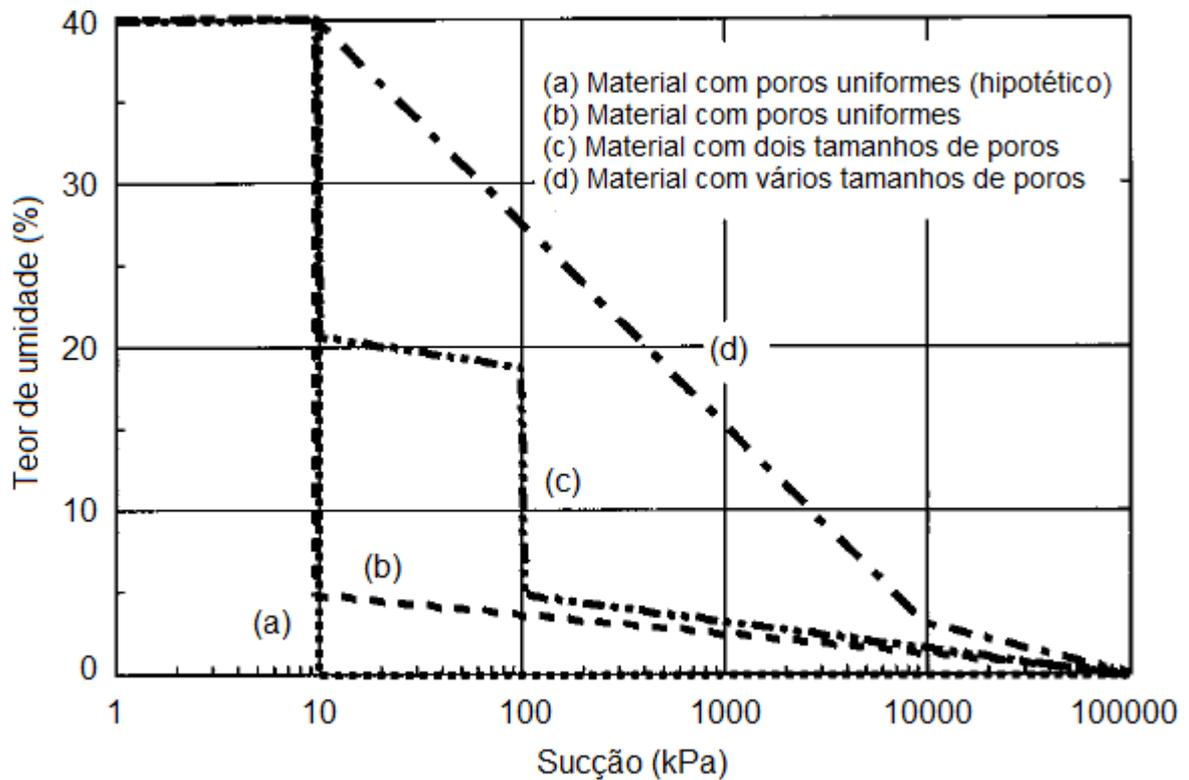
Fonte: Adaptado de Vanapalli et al. (1999).

Para Marinho (2005), além do tipo de solo, a forma da SWCC é uma resposta à distribuição de tamanho de poros do material, cuja natureza é afetada pelo teor de umidade inicial, mineralogia, história de tensões e estrutura do solo. A Figura 2.7 apresenta curvas características para diferentes distribuições de tamanho de poros.

Para um material poroso com distribuição uniforme, a curva hipotética deve ser semelhante à ilustrada na Figura 2.7a. No entanto, na prática é difícil remover toda a água de um material poroso por meio de um pequeno aumento de sucção. Mesmo para uma distribuição de poros de tamanho único, ainda haveria água no material devido à fenômenos superficiais (MARINHO, 2005). Assim, a forma mais apropriada, no caso de solos com poros uniformes, é a expressa pela Figura 2.7b. A Figura 2.7c representa um exemplo de material com dois tamanhos de poros (dupla porosidade). Neste caso, cada um dos tamanhos está associado a um valor de sucção devido ao fenômeno de capilaridade (FREDLUND E RAHARDJO, 1993b). Já materiais com

grande número de tamanhos de poros, ditos bem graduados, devem apresentar uma redução mais gradual no teor de água com aumento na sucção, conforme ilustra a Figura 2.7d.

Figura 2.7 – Forma geral da curva característica de acordo com a distribuição do tamanho dos poros



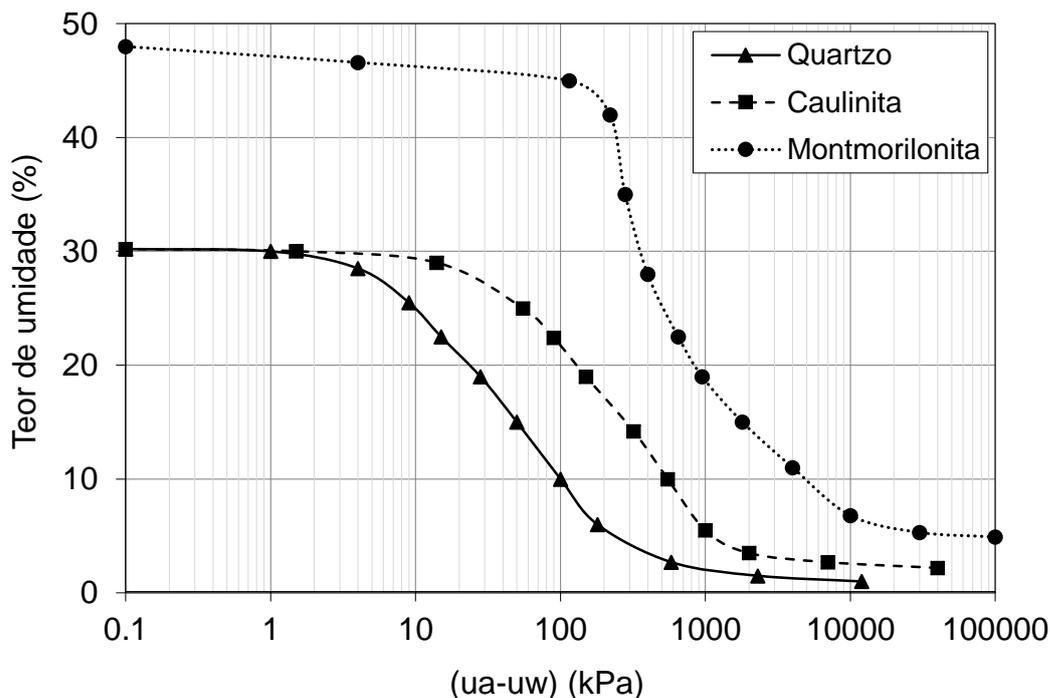
Fonte: Adaptado de Marinho (2005).

De acordo com Camapum de Carvalho et al. (2015), a mineralogia é o principal fator controlador do tamanho, da forma e das propriedades físicas e químicas das partículas do solo, intervindo diretamente em seu comportamento hidráulico e mecânico. Também influi na capacidade de retenção do solo, principalmente no que diz respeito à solos desenvolvidos em ambientes tropicais como a grande parte dos solos brasileiros. Sabe-se que, quanto à sua origem, os minerais são classificados em primários e secundários (argilominerais). O tipo de mineral predominante dependerá do processo de formação do solo, bem como da sua evolução pedogenética ao longo do tempo, visto que o solo se encontra em constante processo de transformação em função das condições climáticas, de drenagem e do próprio tipo de rocha matriz.

De modo geral, nos minerais primários, mais granulares e menos ativos, a retenção de água assume natureza predominantemente física, dando origem ao denominado efeito capilar. Essa capilaridade depende basicamente da textura do solo, da distribuição e tamanho dos vazios e da porosidade. Já nos argilominerais, minerais menores e mais ativos, a retenção de água assume natureza predominantemente química, com energia de adsorção significativa, o que dá origem à sucção propriamente dita. Nos solos, normalmente, coexistem ambos os efeitos (capilar e de sucção) (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015).

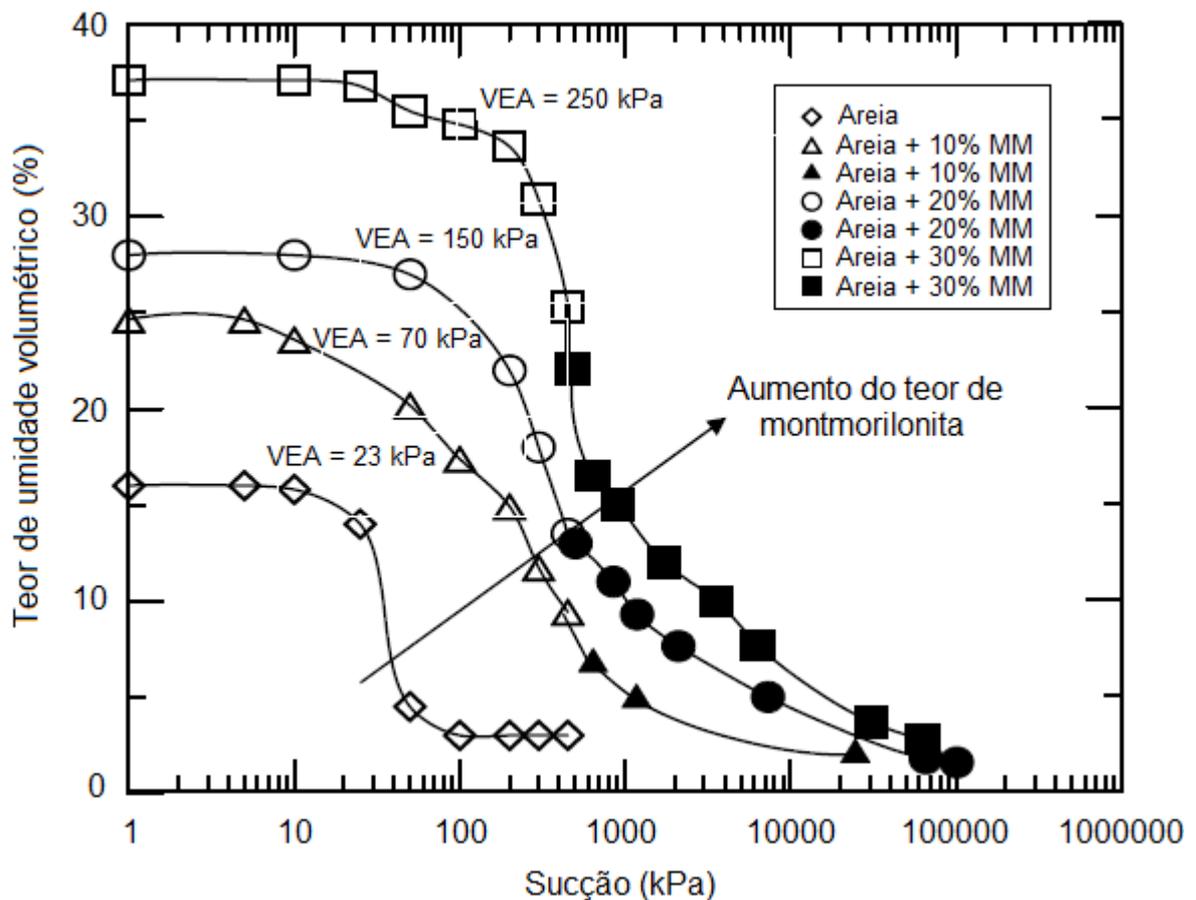
A influência da mineralogia na sucção dos solos pode ser verificada por meio da Figura 2.8, que mostra curvas meramente ilustrativas, representativas de solos com diferentes mineralogias. Observa-se que, para um mesmo índice de vazios inicial, a curva característica obtida para a caulinita se sobrepõe à curva de retenção do quartzo, apresentando valores de sucção maiores, demonstrando a contribuição das forças de adsorção presentes nos argilominerais. Comparando as curvas de retenção dos minerais secundários (caulinita e montmorilonita), verifica-se que a montmorilonita apresenta sucções maiores, mesmo com provável porosidade maior, devido às elevadas forças de adsorção características deste argilomineral.

Figura 2.8 – Curvas características para diferentes mineralogias



Pedarla et al. (2012) estudaram a variação do percentual de montmorilonita na curva característica de uma mistura arenosa. Para tal, foram utilizadas três misturas com diferentes teores de bentonita (areia + 10%; areia + 20%; areia + 30%), além da mistura de referência (100% areia). As curvas construídas por meio de duas técnicas (placa de pressão para sucções inferiores a 500 kPa e potenciômetro de ponto de orvalho para altos níveis de sucção) são apresentadas na Figura 2.9. Verifica-se que, com o aumento do teor do argilomineral montmorilonita, a curva característica se desloca para a direita, ocasionando um aumento crescente do valor de entrada de ar (de 23 kPa para a mistura de referência a 250 kPa para um teor de 30% de bentonita). Comportamento semelhante é observado para as condições residuais, deixando evidente a importância da mineralogia na SWCC dos solos.

Figura 2.9 – Curvas características para diferentes teores de montmorilonita

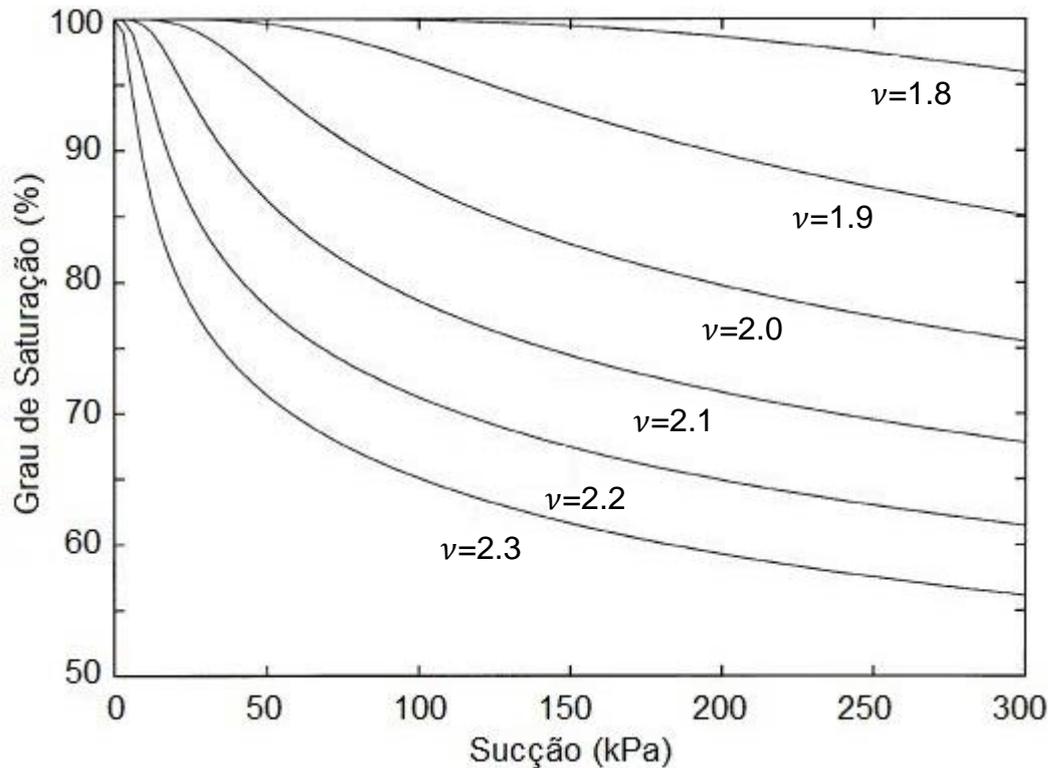


Fonte: Adaptado de Pedarla et al. (2012).

Segundo Gallipoli et al. (2003), variações no índice de vazios dos solos produzem mudanças nas dimensões dos vazios e nas conexões entre poros,

resultando em alterações correspondentes em sua curva característica. Para os autores, um decréscimo do índice de vazios, caracterizado pela redução do volume específico do solo ( $v = 1 + e$ ), acarreta em um aumento do grau de saturação, considerando um nível de sucção constante, como é possível observar na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Curvas características para diferentes volumes específicos ( $v$ )



Fonte: Adaptado de Gallipoli et al. (2003).

Fredlund (2002) cita a influência da variação do volume do solo durante a construção da curva característica do solo não saturado. A dessaturação ou a saturação do solo, dependendo da trajetória adotada, pode acabar causando a variação do volume total do material. Em alguns tipos de solos, como os arenosos e siltosos, essa variação de volume é pequena e de pouca relevância. Já nos solos mais argilosos, essa variação de volume é considerável e pode influenciar na curva de retenção. Nesses solos, por exemplo, a dessaturação pode vir acompanhada de proporcional variação no volume, o que pode resultar em valores de grau de saturação 100%. Ou seja, o solo permanece saturado. Neste caso, deve-se realizar o controle da variação de volume do corpo de prova, visando a correta construção da curva característica.

Neste contexto, Fredlund e Houston (2013) propuseram a elaboração de uma curva de contração, representando a variação de volume do solo frente ao acréscimo da sucção, de modo a auxiliar na interpretação da SWCC. Os autores enfatizam que mudanças de volume durante a construção da curva modificam significativamente a determinação do VEA verdadeiro do solo, resultando em uma análise incorreta da curva característica do material.

Dentre os inúmeros estudos realizados em um solo vulcânico de Hong Kong, Ng e Pang (2000) analisaram a influência da estrutura do solo em sua curva característica. Para isso, foram utilizados corpos de prova indeformados e remoldados. Estes últimos foram compactados de modo que ambos corpos de prova apresentassem as mesmas características iniciais (mesmo teor de umidade inicial e mesma densidade). Os autores observaram que as amostras naturais (indeformadas) apresentaram valores de entrada de ar levemente inferiores às amostras remoldadas, além de maiores valores de taxa de dessaturação para níveis de sucção até 50 kPa. Acima desse valor, as taxas para ambas condições foram semelhantes.

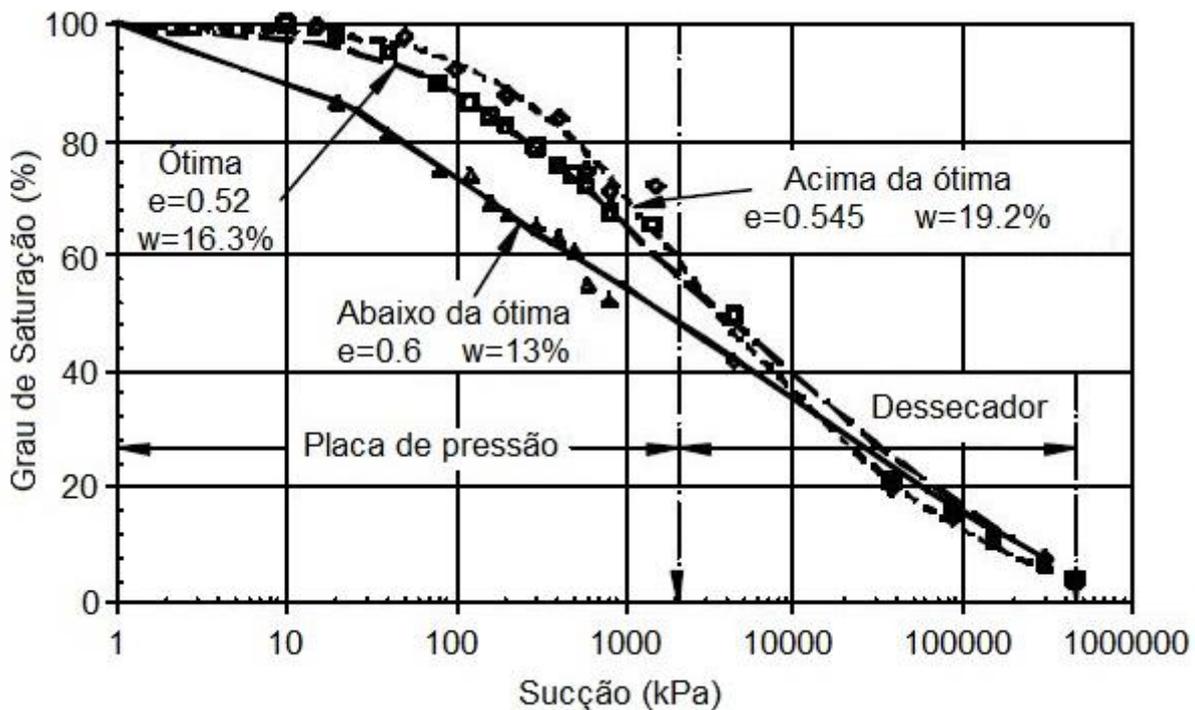
O estudo realizado por Heidemann et al. (2016) em dois solos residuais de granito do sul do Brasil, um laterítico e outro saprolítico, comprovou que o processo de remoldagem afeta a construção da curva de retenção do solo. Neste caso, segundo estes pesquisadores, isso ocorreu devido às mudanças na estrutura do solo relacionadas aos poros e ao tamanho de grumos de argila desenvolvidos após a compactação estática. O solo laterítico se mostrou mais sensível à remoldagem, sendo observado nessa condição maiores níveis de sucção do que quando indeformados. A mesma tendência não foi observada para o solo saprolítico, que apresentou comportamento oposto, com maiores sucções na condição indeformada.

Nesta conjuntura, pode-se afirmar que a compactação e todas as variáveis inerentes à sua execução constituem aspectos importantes frente à formação da estrutura do solo, passíveis de modificações na sua respectiva curva característica. O teor de umidade inicial de compactação é um fator de significativa relevância. Solos compactados no ramo úmido apresentam maiores sucções do que solos compactados no teor ótimo e no ramo seco, nesta ordem. Segundo Tinjum et al. (1997), o teor de umidade de compactação afeta o formato da curva característica, visto influenciar justamente nos macro e microporos do solo compactado. No caso de solos compactados na umidade abaixo da ótima, o comportamento da curva característica é governado pela macroporosidade do solo (poros maiores entre os torrões do solo).

Já nas curvas de retenção de solos compactados acima da umidade ótima, a dessaturação do solo é controlada pela sua microporosidade (poros relativamente homogêneos) (VANAPALLI et al., 1999; NG E PANG, 2000).

Para um mesmo solo compactado com diferentes teores de umidade inicial (Figura 2.11), verifica-se que há um aumento do VEA da curva característica do ramo seco para o ramo úmido. Observa-se ainda uma maior inclinação na SWCC compactada acima da umidade ótima. Segundo Vanapalli et al. (1999), o arranjo das partículas do solo (estrutura), que é função do teor de umidade de compactação, influencia os valores de entrada de água, impactando diretamente na SWCC do solo. Entretanto, como é possível observar, esta influência se dá somente para baixos níveis de sucção. Para altos valores, próximos da zona residual, as curvas se mostram semelhantes, demonstrando que independem da estrutura do solo, neste caso.

Figura 2.11 – Influência da umidade de compactação na curva característica



Fonte: Adaptado de Vanapalli et al. (1999).

Elkady et al. (2017) observaram que para uma mistura de argila expansiva e areia natural da Arábia Saudita, além das conclusões supracitadas, na condição de umidade inicial abaixo do teor ótimo e próximo a este, as curvas de retenção apresentaram como peculiaridade o formato bimodal. Já para o teor de umidade acima

da umidade ótima, o formato unimodal dominou as curvas características. Esse comportamento foi atribuído à evolução de diferentes estruturas e distribuição do tamanho dos poros em diferentes condições de compactação.

A energia de compactação é outro fator que exerce influência na SWCC. Leong e Rahardjo<sup>5</sup> (2002 apud Vanapalli et al., 2002) estudaram a influência da energia de compactação na curva característica de um solo fino residual. Para tanto, foram aplicadas três energias nas amostras de solo: Proctor Normal (598 kJ/m<sup>3</sup>), Proctor Intermediário (1619 kJ/m<sup>3</sup>) e Proctor Modificado (2693 kJ/m<sup>3</sup>). As curvas características, no geral, não apresentaram grandes diferenças em seus traçados. Porém, verificou-se uma leve diferença nos valores de entrada de ar: quanto maior a energia de compactação, maior o VEA. Isso ocorre uma vez que há diminuição do tamanho dos poros com o aumento da energia de compactação (redução dos vazios). Para altos valores de sucção, os autores verificaram que o esforço de compactação não apresenta significativa influência, visto ser pouco perceptível a diferença entre as curvas apresentadas. Resultados semelhantes foram obtidos por Tinjum et al. (1997) e Miller et al. (2002).

Vanapalli et al. (2002) citam ainda a pesquisa de Sugii et al. (2003)<sup>6</sup>, que abordou a influência desse esforço de compactação em um solo arenoso. Ao contrário do solo estudado por Leong e Rahardjo (2002), o solo arenoso estudado por Sugii et al. (2002) não apresentou curvas de retenção distintas e sim uma única curva característica. Esse resultado evidencia que para solos arenosos, a distribuição do tamanho dos poros não é afetada pelas diferentes energias de compactação, não influenciando na SWCC e conseqüentemente na sucção desses materiais.

Diferentes métodos de compactação também podem apresentar impactos na SWCC, principalmente em virtude da diferença na formação dos poros do solo. Contudo, na literatura não há muitos estudos sobre essa correlação. Marinho e Stuermer (2000) citam o estudo de Olson e Langfelder (1965)<sup>7</sup> acerca dos efeitos da compactação na sucção de dois solos moldados estaticamente e por amassamento. Para um dos solos analisados houve diferença entre a relação sucção *versus* teor de

---

<sup>5</sup> LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Soil-water characteristic curve of compacted soils. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils, Recife: Balkema, **Proceedings...**, vol.1, pp. 271-276, 2002.

<sup>6</sup> SUGII, T.; YAMADA, K.; CONDOU, H. Evaluation of soil water characteristic curve of sandy soil using compaction energy. In: 2<sup>nd</sup> Asian Conference on Unsaturated Soils, Osaka, Japan, **Proceedings...**, pp. 445-450, 2003.

<sup>7</sup> OLSON, R. E.; LANGFELDER, L. J. Pore pressures in unsaturated soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, vol. 91, SM4, pp. 127-150, 1965.

umidade em função do método de compactação. Considerando um mesmo teor de umidade, as amostras por compactação estática apresentaram maiores sucções, sugerindo um efeito potencial da estrutura em sua curva característica. No entanto, os autores alertam que os dados apresentados por Olson e Langfelder (1965) não permitiram que a curva de retenção fosse obtida, pois os resultados são para amostras com diferentes condições de compactação, e não para amostras semelhantes submetidas a sucessivas trajetórias de secagem.

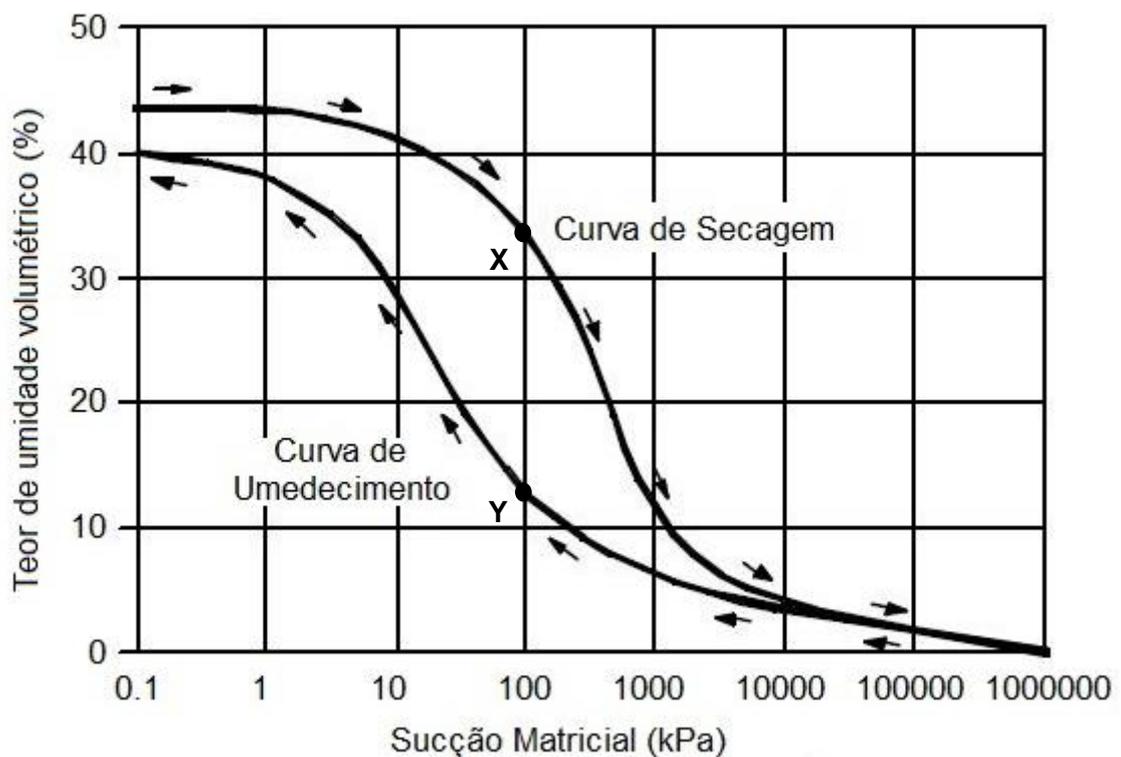
Oliveira (2004) avaliou os efeitos do tipo de compactação (estática e dinâmica) na curva de retenção de um solo fino siltoso brasileiro. O autor verificou que apesar de produzir deformações cisalhantes superiores, a compactação dinâmica resultou em curvas características praticamente idênticas àquelas obtidas para a compactação estática, independentemente do teor de umidade inicial adotado (umidade ótima, ramo seco e ramo úmido). O autor concluiu afirmando que a energia normal aplicada na compactação dinâmica não foi suficiente para produzir corpos de prova com estruturas diferentes, o que pode explicar a similaridade das curvas características obtidas pelas duas técnicas de compactação.

Yaghoubi et al. (2016) estudaram o impacto dos métodos de compactação na curva característica de um material granular e de um agregado reciclado de concreto (RCA). As curvas de retenção foram construídas por meio de modelos de previsão que utilizam propriedades geotécnicas, com base nos dados de amostras compactadas pelas técnicas estática e dinâmica. Os autores constataram que para um mesmo teor de umidade ou grau de saturação são esperados maiores valores de sucção para amostras compactadas por impacto.

Além dos aspectos citados, a trajetória de umidade adotada para obtenção da curva característica também pode influenciar no seu formato. Para Marinho et al. (2015), a trajetória a ser utilizada para construção da curva de retenção de água de determinado solo deve levar em consideração a problemática que se quer retratar. O caminho de secagem é comumente utilizado por ser de fácil execução, porém pode se optar pela trajetória de umedecimento ou pela trajetória mista (parte das amostras são submetidas à secagem e parte ao umedecimento). Para solos empregados na pavimentação, ambas trajetórias se mostram importantes, visto que tanto a elevação quanto o rebaixamento do nível freático podem resultar em possíveis alterações em sua capacidade suporte.

A Figura 2.12 apresenta duas curvas de retenção de água, uma obtida por secagem e outra por umedecimento. É possível verificar que, no geral, a trajetória de secagem apresenta valores de sucção maiores do que a curva obtida por umedecimento. Esse comportamento é verificado até o ponto de sucção residual, a partir do qual ambas as curvas apresentam sucções semelhantes. Analisando sob outra perspectiva, para um mesmo nível de sucção, observa-se que o teor de umidade na trajetória de secagem (Ponto X) é maior que o teor de umidade da trajetória de umedecimento (Ponto Y). Nota-se ainda que os valores de VEA e sucção residual são distintos para as duas curvas. A essa diferença entre as curvas dá-se o nome de histerese.

Figura 2.12 – Efeito do fenômeno da histerese em uma curva característica do solo



Fonte: Adaptado de Vanapalli et al. (2002).

De acordo com Vanapalli et al. (2002), a histerese durante a medida da SWCC nos caminhos de secagem e umedecimento pode ser atribuída a distribuição não uniforme do tamanho dos poros em um solo. Para Ng e Pang (2000) qualquer ar preso nos poros “cegos” ou “inoperantes” dentro da amostra do solo pode explicar a histerese observada. Segundo os autores, existe uma tendência geral de que o

tamanho do ciclo de histerese diminua à medida que o índice de vazios inicial diminui. Em síntese, a diferença entre as curvas características de umedecimento e de secagem pode estar associada a diversos fatores, tais como: não uniformidade geométrica dos poros; diferente conectividade espacial dos poros durante os processos de secagem ou umedecimento; variação do ângulo de contato líquido-sólido, que varia em função do tipo de trajetória; e ar preso no processo de umedecimento (MARINHO et al., 2015).

### *2.1.2.2 Ajuste matemático da curva característica*

Uma vez que a curva característica do solo é utilizada como base para a predição de importantes propriedades dos solos não saturados, como a permeabilidade e a resistência ao cisalhamento, é de suma importância se ter uma curva razoavelmente precisa (FREDLUND E XING, 1994). Por essa razão, foram criados modelos matemáticos que realizam o ajuste dos dados experimentais da curva de retenção.

Alguns dos modelos consagrados na literatura são apresentados na Tabela 2.3, bem como suas respectivas referências e variáveis independentes. Segundo Fredlund (2006), cada uma das equações propostas tem uma variável que tem uma relação com o valor de entrada de ar do solo e outra variável que está relacionada à taxa em que o solo perde umidade. A terceira variável, quando utilizada, permite que a faixa de sucção perto do VEA tenha uma forma independente da faixa de sucção próxima das condições residuais. No geral, quanto maior o número de parâmetros variáveis, maior a complexidade da função, acarretando em maior capacidade de ajuste da equação (GITIRANA JR. et al., 2015). Vale ressaltar que, em sua grande maioria, os modelos foram desenvolvidos para curvas unimodais, tipos de solos específicos, intervalos de sucções restritos e adequados apenas para trajetórias de secagem.

Observa-se que a maioria dos modelos expostos apresentam uma única equação, independentemente da trajetória de umidade adotada na construção das curvas características. Como visto, este é um fator condicionante para o formato da SWCC, e por este motivo destaca-se o modelo de Haverkamp e Parlange (1986), desenvolvido a partir de modificações na equação proposta por Brooks e Corey (1964). Outros modelos que consideram a trajetória de umidade e o efeito da histerese no ajuste da SWCC podem ser obtidos em Pham et al. (2005).

Tabela 2.3 – Equações para ajuste matemático de curva de retenção unimodal

Autor (es)	Equação	Variáveis (Parâmetros do solo)
Gardner (1956)	$S = \frac{1}{1 + a\psi^n}$	$\psi$ : sucção; $a$ e $n$ : parâmetros de ajuste do modelo.
Brooks e Corey (1964)	$S = \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda$	$\lambda$ : índice de tamanho de poros; $\psi_b$ : sucção de entrada de ar.
van Genuchten (1980)	$S = \left[\frac{1}{1 + (\alpha\psi)^n}\right]^m$	$\alpha$ , $m$ e $n$ : parâmetros de ajuste do modelo.
<i>Curva de Umedecimento</i>		
Haverkamp e Parlange (1986)	$\theta = \frac{\eta}{1+\lambda} \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda \leftrightarrow \psi > \psi_b$	$\eta$ : porosidade; $\theta_s$ : teor de umidade volumétrico saturado; $\psi_b^*$ : sucção correspondente ao VEA para as curvas de secagem; $\psi_b$ : sucção correspondente ao VEA para as curvas de umedecimento.
	$\theta = \eta \left[1 - \left(\frac{\lambda}{1+\lambda}\right) \left(\frac{\psi}{\psi_b}\right)\right] \leftrightarrow \psi_b^* \leq \psi \leq \psi_b$	
	$\theta = \theta_s \leftrightarrow \psi \leq \psi_b^*$	
	<i>Curva de Secagem</i>	
	$\theta = \eta \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda \left[1 - \frac{\psi_b}{\psi} \left(1 - \frac{\theta_s}{\eta}\right)\right] \leftrightarrow \psi > \psi_b$	
	$\theta = \theta_s \leftrightarrow \psi \leq \psi_b^*$	
Fredlund e Xing (1994) <sup>1</sup>	$\theta = C_\psi \frac{\theta_s}{\left[\ln \left[ e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n \right] \right]^m}$ $C_\psi = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)}$	$\psi_r$ : sucção correspondente ao ponto de saturação residual; $e$ : base dos logaritmos neperianos = 2,718; $a$ , $m$ e $n$ : parâmetros de ajuste;
Gallipoli et al. (2003)	$S = \left\{ \frac{1}{1 + [\phi(v-1)\psi' \cdot \psi]^n} \right\}^m$	$v$ : volume específico; $m$ , $n$ , $\phi$ , $\psi'$ : constantes do solo.
Gitirana Jr. e Fredlund (2004)	$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi/\sqrt{\psi_b\psi_r})^d} + S_2$	$S_1$ , $S_2$ e $S_3$ : função de $\psi_r$ , $\psi_b$ , $S_r$ (grau de saturação residual), $a$ (parâmetro de forma de curva).

Fonte: Haverkamp e Palange (1986); Fredlund e Xing (1994); Vanapalli et al. (2002); Gallipoli et al. (2003); Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

Notas:  $S$  é o grau de saturação em %;  $\theta$  é o teor de umidade volumétrico em %; <sup>1</sup> Segundo os autores é possível utilizar o grau de saturação para o ajuste da curva, uma vez que ele varia de 0 a 1.

Nota-se ainda que as equações matemáticas apresentadas se limitam somente as curvas unimodais. Dado que solos tropicais, típicos do Brasil, usualmente apresentam curvas em formato bimodal, alguns modelos como os propostos por Durner (1994), Gitirana Jr. e Fredlund (2004) e Li et al. (2014) se mostram de suma relevância. Não obstante, destaca-se que na literatura não se encontram muitos ajustes desenvolvidos para curvas de formato duplo “S”.

Durner (1994) propôs um modelo a partir da superposição das subcurvas do modelo de van Genuchten (1980), introduzindo fatores de peso nas funções individuais. A Equação 2 apresenta o ajuste desenvolvido para solos multimodais, que incluem solos com comportamento bimodal.

$$S_e = \sum_{i=1}^k w_i \left[ \frac{1}{1 + (a_i |\psi|)^{n_i}} \right]^{m_i} \quad (2)$$

Onde:

$S_e$  é a saturação efetiva, dada por  $(\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$  ou  $(S - S_{res})/(1 - S_{res})$ ;

$k$  é número de “subsistemas” que formam a distribuição total de tamanho de poros;

$w_i$  são os fatores de peso para as subcurvas ( $0 < w_i < 1$  e  $\sum w_i = 1$ );

$a_i, n_i, m_i$  são os parâmetros das subcurvas, sujeitos as condições  $a_i > 0, n_i > 0, m_i > 0$ .

Gitirana Jr. e Fredlund (2004) propuseram um modelo matemático para curvas bimodais baseado na equação geral de uma hipérbole, considerando dois valores de entrada de ar e dois pontos residuais distintos, que resultam em quatro pontos de inflexão. Quatro hipérbolas são necessárias para modelar a curva bimodal delineada por meio de cinco assíntotas, definidas por:  $(0,1)$ ,  $(\psi_{b1}, 1)$ ,  $(\psi_{res1}, S_{res1})$ ,  $(\psi_{b2}, S_b)$ ,  $(\psi_{res2}, S_{res2})$  e  $(10^6, 0)$ , dando origem à Equação 3. Na Figura 2.13 é possível identificar os oito parâmetros que representam as curvas bimodais pelo modelo proposto pelos autores.

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi/\sqrt{\psi_{b1}\psi_{res1}})^{d_1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + (\psi/\sqrt{\psi_{res1}\psi_{b2}})^{d_2}} + \frac{S_3 - S_4}{1 + (\psi/\sqrt{\psi_{b2}\psi_{res2}})^{d_3}} + S_4 \quad (3)$$

Onde:

$$S_i = \frac{\tan \theta_i (1 + r_i^2) \ln(\psi/\psi_i^a)}{(1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)} + (-1)^i \frac{(1 + \tan^2 \theta_i)}{(1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)} \sqrt{r_i^2 \ln^2(\psi/\psi_i^a) + \frac{a^2 (1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)}{(1 + \tan^2 \theta_i)}} + S_i^a$$

$\theta_i = -(\lambda_{i-1} + \lambda_i)/2$  – Ângulo de rotação da hipérbole;

$r_i = \tan[(\lambda_{i-1} + \lambda_i)/2]$  – Abertura do ângulo tangente;

$\lambda_0 = 0$ ;  $\lambda_i = \arctan\{(S_i^a - S_{i+1}^a)/[\ln(\psi_{i+1}^a/\psi_i^a)]\}$  Declividade de dessaturação;

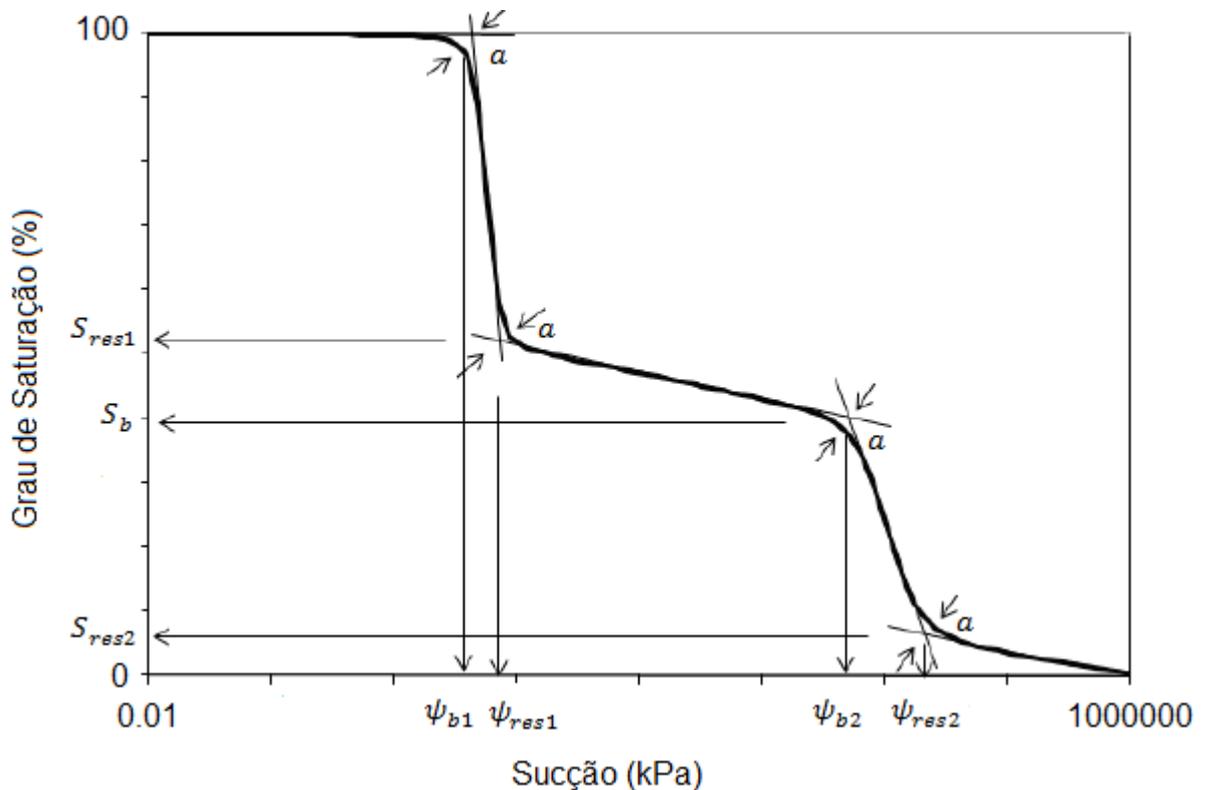
$i = 1, 2, 3, 4$ ;

$S_1^a = 1$ ;  $S_2^a = S_{res1}$ ;  $S_3^a = S_b$ ;  $S_4^a = S_{res2}$ ;  $S_5^a = 0$ .

$\psi_1^a = \psi_{b1}$ ;  $\psi_2^a = \psi_{res1}$ ;  $\psi_3^a = \psi_{b2}$ ;  $\psi_4^a = \psi_{res2}$ ;  $\psi_5^a = 10^6$ .

$d_j = 2 \exp[1/\ln(\psi_{j+1}^a/\psi_j^a)]$  – Fator de ponderação,  $j = 1, 2, 3$ .

Figura 2.13 – Parâmetros de ajuste do modelo proposto por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) para curvas bimodais



Fonte: Rocha (2013).

Os parâmetros  $\psi_{b1}$  (primeiro valor de entrada de ar),  $\psi_{res1}$  (primeiro valor de sucção residual) e  $S_{res1}$  (primeiro valor de saturação residual) estão associados aos macroporos. O fator  $a$  define as transições ao longo dos pontos de quebra. Os demais dados estão relacionados aos microporos. Para Gitirana Jr. et al. (2015), apesar de complexa, a equação proposta por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) se torna adequada para diversos tipos de materiais, sendo amplamente utilizada.

Li et al. (2014) propuseram um modelo de ajuste para curvas bimodais ideal para solos que variam de pedregulho à silte (Equação 4). Segundo os autores, o

mesmo modelo pode ainda ser utilizado para previsão da curva característica com base na distribuição de tamanho dos grãos, quando não há dados medidos. Contudo, alertam para este uso somente como uma análise preliminar, não substituindo a construção da SWCC por meio de programas experimentais.

$$w(\psi) = \frac{(0,75w_s - 3w_r)\sqrt{\psi_a\psi_t}^{2/\log(\psi_t/\psi_a)}}{\psi^{2/\log(\psi_t/\psi_a)} + \sqrt{\psi_a\psi_t}^{2/\log(\psi_t/\psi_a)}} + \frac{(0,25w_s - w_r)(4\psi_t)^{0,8}}{\psi^{0,8} + (4\psi_t)^{0,8}} + \frac{3w_r\sqrt{\psi_{a2}\psi_r}^{2/\log(\psi_r/\psi_{a2})}}{\psi^{2/\log(\psi_r/\psi_{a2})} + \sqrt{\psi_{a2}\psi_r}^{2/\log(\psi_r/\psi_{a2})}} + \frac{w_r(4\psi_r)^{0,8}}{\psi^{0,8} + (4\psi_r)^{0,8}} \quad (4)$$

Onde:

$w_s$  é o teor de umidade saturado;

$w_r$  é o teor de umidade residual;

$\psi_a$  é o primeiro valor de entrada de ar (macroporos);

$\psi_t$  é o primeiro valor de sucção residual, relativo aos macroporos;

$\psi_{a2}$  é o segundo valor de entrada de ar (microporos);

$\psi_r$  é o segundo valor de sucção residual, relativo aos microporos.

Nesta conjuntura, destacam-se outros métodos de estimativa da curva de retenção do solo, alternativos aos ensaios laboratoriais, os quais se fundamentam na distribuição de tamanho dos poros do material. Segundo Fredlund et al. (2002), essas técnicas podem ser divididas em: (a) estimativas estatísticas de teores de umidade em várias sucções do solo (GUPTA E LARSON, 1979); (b) estimativa dos parâmetros do solo para uma função algébrica descrevendo a curva característica (PERERA et al., 2005); e (c) modelos físico-empíricos em que a curva de distribuição do tamanho do grão é utilizada na predição dos dados da SWCC (ARYA E PARIS, 1981; FREDLUND et al., 2002). Nota-se que, independentemente da equação de ajuste ou do método de estimativa adotado para modelagem, a finalidade é a mesma: obter com adequada precisão a extrapolação de pontos não determinados, visando a perfeita representação da curva característica do solo.

Em síntese, foi possível observar ao longo dessa primeira seção o quão singular é o comportamento dos solos não saturados e como a sucção exerce um papel fundamental no estudo desses materiais. A curva característica constitui uma ferramenta simples, a partir da qual é possível prever o desempenho dos solos frente

a uma ampla faixa de sucções, sendo de suma relevância no âmbito da Engenharia Geotécnica. Entretanto, como visto, o êxito na interpretação dos efeitos da sucção nas propriedades dos solos não saturados depende diretamente da acurácia na construção da SWCC, tendo em vista os inúmeros fatores que possam vir a influenciá-la.

## 2.2 O PAVIMENTO SOB AÇÃO DO CLIMA E A UMIDADE DE EQUILÍBRIO

Segundo Motta (1991), o desempenho de um pavimento é função da atuação conjunta do carregamento devido ao tráfego, do ambiente, da idade, das características das camadas e dos processos de manutenção. A autora destaca a ação do clima, caracterizado pela precipitação e pela temperatura do ar, como um dos principais fatores condicionantes desse desempenho. De acordo com Salour (2015), o clima pode influenciar a capacidade estrutural e funcional dos pavimentos que, como resultado, pode desencadear e acelerar os seus mecanismos de degradação.

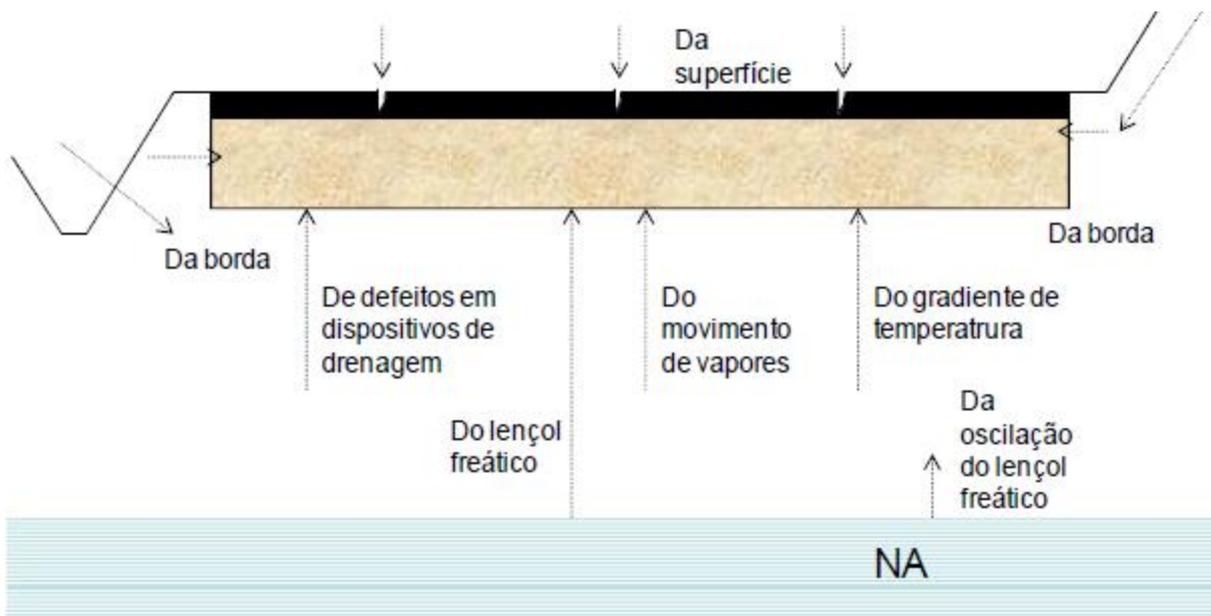
Dependendo do tipo de material empregado em determinada camada do pavimento, o clima atuará de forma distinta. Camadas asfálticas, por exemplo, são mais sensíveis às variações de temperatura, enquanto que as camadas não tratadas, como base e subleito, são mais suscetíveis às variações de umidade (TAKEDA, 2006). No caso particular de pavimentos com revestimento primário, desprovidos de camada impermeabilizante, o sistema como um todo se encontra diretamente submetido às ações climáticas. De acordo com o NCHRP 1-37A (2004), a umidade constitui uma das variáveis que mais afetam as propriedades das camadas do pavimento e do subleito e, como consequência, a sua capacidade portante frente ao carregamento imposto pelo tráfego.

Em uma obra de pavimentação, a condição de não saturação do maciço, estrutura de pavimento e terraplenagem pode ser extremamente dinâmica quando contextualizada espacialmente, sofrendo influência de fatores como morfologia do terreno, geologia estrutural e hidrogeologia, sazonalidade climática e orientação do maciço em relação às condições de insolação e de vento (GEHLING et al., 2015).

Para Yoder e Witczack (1975), a umidade no subleito e nas camadas subjacentes pode ser afetada por inúmeras origens de água, como: (a) lençol freático elevado; (b) movimento do lençol freático; (c) percolação de água; (d) revestimento permeável; (e) fissuras no revestimento asfáltico; (f) bordas do

pavimento; e (g) movimentos laterais através do acostamento. Medina e Motta (2015) citam ainda os gradientes de temperatura, diários e sazonais, que podem determinar o movimento de água na forma de vapor. A Figura 2.14 agrupa as diferentes fontes de umidade no pavimento.

Figura 2.14 – Origens e possíveis formas de acesso da umidade no pavimento



Fonte: Silva (2009a).

No caso de um solo artificialmente compactado a determinado teor de umidade, sobreposto ao terreno natural e recoberto pela estrutura em camadas do pavimento, é de se esperar algumas modificações do teor de umidade inicial de compactação até o solo entrar em equilíbrio hídrico (MEDINA E MOTTA, 2015). Segundo Khoury et al. (2003), com o tempo, o teor de umidade dos solos do subleito variam em função das mudanças no meio ambiente, particularmente quando o sistema de drenagem não é dimensionado de forma adequada ou por problemas de funcionamento, sendo sensível às variações no nível do lençol freático, infiltração de água e evaporação.

Neste contexto, diz-se que o solo está sujeito à uma faixa de umidade de equilíbrio, que será, para um determinado solo, tanto mais ampla quanto maiores as variações climáticas indutoras de variações de umidade do solo (GEHLING et al., 2015). Medina e Motta (2015) definem a umidade de equilíbrio do subleito como o valor médio da gama de variação do teor de umidade do solo de subleito ao longo dos anos, após a fase de acomodação dos primeiros meses de serviço. Em outras

palavras, é o equilíbrio dinâmico de fluxos de água que se estabelece entre o pavimento, o solo e o meio ambiente (KERN, 2017).

Em cada região existe uma tendência a uma umidade de equilíbrio que se mantém em cada camada e no subleito na maior parte do tempo de vida útil do pavimento, desde que as condições de fluxo de água para a estrutura permaneçam as mesmas (MOTTA, 1991). A experiência brasileira tem mostrado que em rodovias bem projetadas, com eficientes sistemas de drenagem superficial e profunda, a umidade de equilíbrio quase sempre é inferior ao teor ótimo de compactação, podendo ser considerada no máximo, igual à umidade ótima (MEDINA E MOTTA, 2015). De acordo com MEDINA et al. (2006), em um ambiente tropical úmido, não é surpreendente que o teor de umidade *in situ* seja relativamente baixo. Isso porque a forte evapotranspiração causada pelas altas temperaturas é responsável pelos baixos teores de umidade de equilíbrio do subleito e das demais camadas do pavimento. Não obstante, Gehling et al. (2015) ressalta que a umidade de equilíbrio pode variar bastante em más condições de drenagem ou se já houver trincamentos no revestimento que permitam a entrada de água no pavimento durante a sua vida útil.

Medina e Motta (2015) apresentam alguns estudos acerca da umidade de equilíbrio em regiões tropicais. Em um estudo conduzido pelo engenheiro Murilo Lopes de Souza do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR do DNER (Souza et al., 1977)<sup>8</sup>, constatou-se que a umidade natural por ocasião das sondagens em trechos homogêneos de 500 m a 1000 m de extensão, era, quase sempre, inferior à umidade ótima. Na Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos – PAEP desenvolvida pelo IPR entre 1979 e 1983 (Ricci et al., 1983)<sup>9</sup>, que estudou a sazonalidade das deflexões (deslocamentos verticais recuperáveis) em 53 trechos experimentais de estradas em diversos estados brasileiros, incluindo o Rio Grande do Sul, não se detectou o efeito sazonal nos trechos individuais, seja pelo aumento da deflexão ou da umidade *in situ* na estação chuvosa em relação à estação seca. Os autores descrevem ainda a experiência inglesa nos trópicos, traduzida no Road Note 31 do TRRL (1977)<sup>10</sup>, de

---

<sup>8</sup> SOUZA, M. L. et al. Pavement performance analysis and attempt to reevaluate flexible pavement design criteria adopted by Brazil's National Highway Department. In: World Meeting International Road Federation, 8, Tóquio, D-1 AM-10, **Proceedings...**, 1977.

<sup>9</sup> RICCI, E.; VASCONCELOS, J. F.; KRAEMER, J. L. **Estudos geotécnicos da pesquisa para avaliação estrutural da pavimentos** (documento de trabalho nº 2, IPR/DNER). Rio de Janeiro, 1983.

<sup>10</sup> TRRL - TRANSPORTATION AND ROAD RESEARCH LABORATORY. **A guide to the structural design of bitumen-surfaced in tropical and sub-tropical countries**. Road Note 31. Londres: HMSO, 3ª ed, 26p., 1977.

que “na maioria dos países tropicais, se a drenagem for adequada do ponto de vista da engenharia, raramente o teor de umidade do subleito é superior ao teor ótimo de compactação. Na verdade, os subleitos são, em geral, mais secos e mais resistentes dos que os de países temperados”.

Sob a perspectiva de Parreira (2004 apud Gehling et al., 2015), o comportamento do solo pouco varia entre o estado saturado e o correspondente à umidade ótima, pois como a umidade ótima corresponde ao ponto onde ocorre a oclusão da fase ar, as sucções atuantes são, no geral, pequenas. Porém, segundo os autores, é nesse ponto que se torna necessário se considerar a umidade de equilíbrio e sua dinâmica, ou seja, sua faixa de variação diária e sazonal, uma vez que quando a umidade se encontra abaixo da linha ótima, o comportamento mecânico do solo é melhorado pela atuação da sucção.

Segundo Medina e Motta (2015), a aplicação do conceito de sucção aos problemas de pavimentação e de mecânica dos solos, em geral, permite entender melhor o comportamento dos solos parcialmente saturados, o que é muito importante para regiões de clima tropical onde as umidades de equilíbrio são comumente baixas, conforme comentado. Como visto, a sucção está diretamente associada à variação de umidade, o que afeta diretamente a resistência e a deformabilidade dos solos (CERATTI et al., 2004), impactando no seu comportamento mecânico e por conseguinte no comportamento mecânico do pavimento como um todo.

Ressalta-se que o ponto central da presente tese é a influência da sucção na deformabilidade de solos para pavimentação, e por este motivo a resistência ao cisalhamento não será abordada.

### 2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS NÃO SATURADOS APLICADOS À PAVIMENTAÇÃO

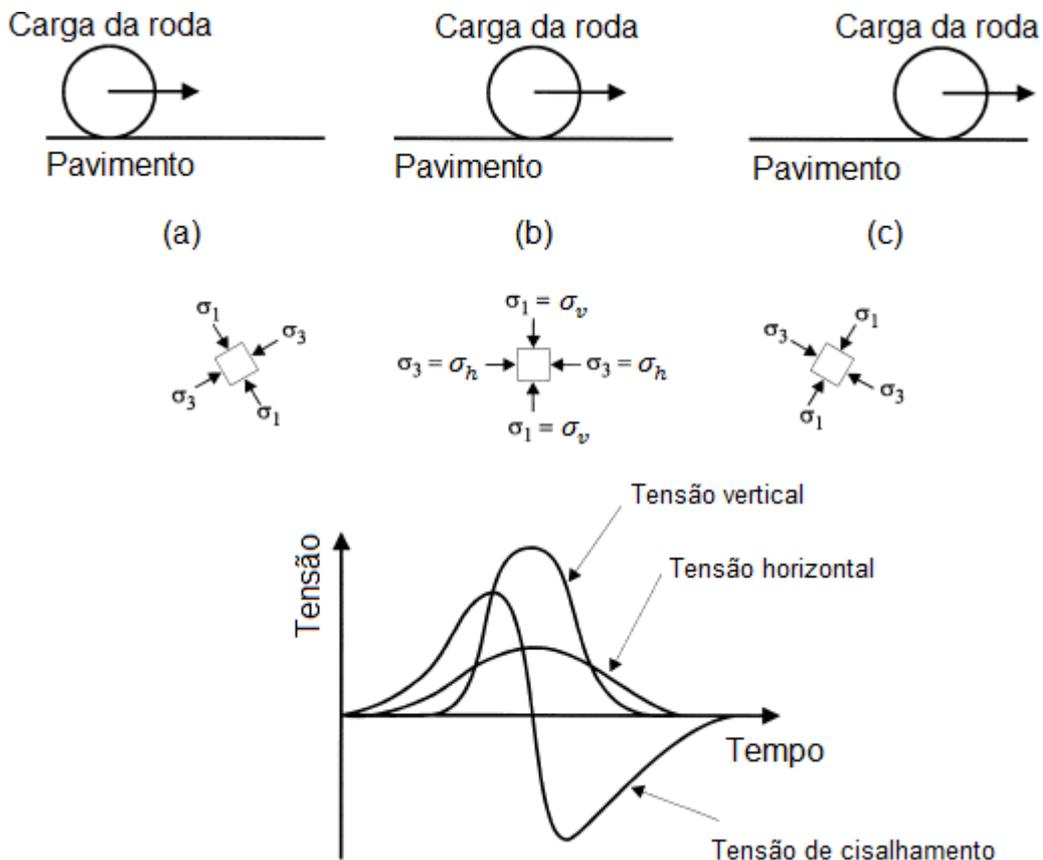
De acordo com Bernucci et al. (2010), o pavimento é uma estrutura estratificada, construída sobre a superfície final de terraplenagem, com o intuito de resistir e distribuir os esforços produzidos pelo tráfego e melhorar as condições de rolamento quanto à segurança e conforto.

A interação carga-estrutura, com suas consequências sobre a deformação e a ocorrência de campos e gradientes de tensões nas camadas dos pavimentos, deve ser abordada obrigatoriamente dentro do conceito de que tal estrutura constitui um

conjunto de camadas superpostas, com espessuras e propriedades reológicas distintas, respondendo monoliticamente aos esforços aplicados pelos veículos (BALBO, 2007).

O estado de tensões induzido em uma estrutura de pavimento como resultado do tráfego é bastante complexo. Um elemento em um pavimento é submetido a pulsos de tensão, cada um consistindo em componentes de tensão vertical, horizontal e de cisalhamento. Essas tensões são transitórias e mudam com o tempo conforme a passagem da roda (LEKARP et al., 1996). A Figura 2.15 apresenta as tensões atuantes em um elemento do subleito ou de uma camada qualquer do pavimento, em função da posição da carga  $P$  móvel. Observa-se que quando a carga está verticalmente acima do elemento (Figura 2.15b), tem-se as tensões normais principais, vertical ( $\sigma_1 = \sigma_v$ ) e horizontal ( $\sigma_3 = \sigma_h$ ). Nessa condição, as tensões de cisalhamento são nulas. Com a variação de posição da carga  $P$ , ocorre a rotação dos planos principais, resultando em tensões cisalhantes, cujos valores podem ser determinados pelo círculo de Mohr (MEDINA E MOTTA, 2015).

Figura 2.15 – Variações de tensões causadas por uma carga móvel



Fonte: Adaptado de Lekarp e Dawson (1998).

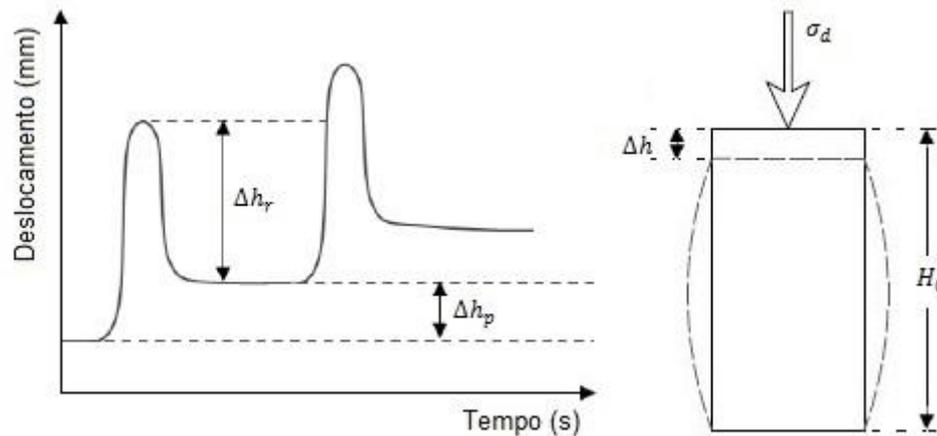
O conhecimento dessa resposta do pavimento frente ao carregamento cíclico oriundo do tráfego é de suma importância na caracterização dos materiais de pavimentação. Sabe-se que as tensões provenientes do tráfego são gradativamente absorvidas pelas camadas do pavimento, de modo que cada material para ser passível de utilização na pavimentação, deve necessariamente apresentar características compatíveis com as solicitações sofridas pela camada de aplicação.

De modo a obter a deformabilidade dos materiais empregados em pavimentação, o ensaio triaxial de cargas repetidas (ETCR) foi criado. O ensaio consiste em aplicar uma força vertical em um corpo de prova cilíndrico confinado, em ciclos com pequenos intervalos de repouso (fração de segundo). A frequência de aplicação está relacionada ao volume de tráfego e a amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as tensões e deformações produzidas (MEDINA E MOTTA, 2015). Nota-se que o ensaio basicamente reproduz as condições de campo, simulando a passagem de uma roda de veículo por um ponto na superfície da estrutura (Figura 2.15b), quanto ao efeito produzido na tensão vertical atuante no subleito ou em uma camada qualquer do pavimento. Medina e Motta (2015) afirmam ainda que, por mais difícil que seja a simulação da solicitação cíclica da estrutura pavimento, devido às diferentes cargas e frequências a que estão submetidos os pavimentos ao longo do tempo, os ensaios triaxiais de cargas repetidas são aqueles que mais se aproximam dos esforços reais atuantes no sistema (pelo menos por enquanto).

A Figura 2.16 apresenta a resposta típica de um corpo de prova submetido a um ensaio triaxial dinâmico. Como é possível verificar, essa resposta é dividida em duas componentes: deformação elástica ( $\Delta h_r$ ) e deformação plástica ( $\Delta h_p$ ). A soma de ambas compõe a deformação axial total para cada aplicação de tensão desvio ( $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ ).

A primeira parcela é relativa às deformações elásticas, reversíveis no momento em que cessam as tensões causadoras das deformações, associada à flexão alternada do revestimento. A segunda parcela é relativa às deformações plásticas, não recuperáveis na interrupção do carregamento, a qual resulta no afundamento de trilha de roda (BERNUCCI et al., 2010). De acordo com Li e Selig (1994), sob ciclos individuais de carregamento, as camadas do pavimento se comportam essencialmente de forma elástica, ao passo que as deformações plásticas se acumulam com a ocorrência de ciclos repetidos.

Figura 2.16 – Resposta típica do corpo de prova em um ensaio triaxial de cargas repetidas



Fonte: Malysz (2009).

### 2.3.1 Deformações elásticas – resilientes

A elasticidade pode ser definida com a propriedade de determinado material não preservar deformações residuais, ou seja, cessada a ação das forças que deformam o material, ele volta a assumir sua forma original (BALBO, 2007). A deformação elástica, ou resiliente, é a parcela de deformação recuperável do corpo de prova sujeito aos carregamentos cíclicos. Ela ocorre imediatamente à aplicação da carga, e dura enquanto a tensão estiver sendo aplicada.

O termo resiliente vem sendo empregado historicamente para expressar a resposta dinâmica dos materiais submetidos a carregamentos repetidos na sua componente elástica, a qual não é necessariamente linear (MOTTA, 1991). A relação tensão-deformação dos solos sob este carregamento é diferente de outros sólidos elásticos, havendo grande dependência do estado de tensões atuante. Além disso, a diferenciação entre deformação resiliente e elástica tornou-se necessária, visto que as deformações recuperáveis nos pavimentos são muito superiores àquelas observadas em outras estruturas.

Sabe-se que o primeiro estudo acerca da deformabilidade dos pavimentos, realizado por Hveem<sup>11</sup> (1955 apud Medina e Motta, 2015), verificou a relação entre a deformação resiliente das diferentes camadas do pavimento e o trincamento

<sup>11</sup> HVEEM, F. N. Pavement deflections and fatigue failures. **Bulletin n. 114**, HRB (TRB) Washington, D.C., pp., 43-87, 1955.

progressivo dos revestimentos asfálticos. Essa observação introduziu o conceito de módulo de resiliência no âmbito da pavimentação.

Por definição, o módulo de resiliência (MR) é o parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais sob carregamento cíclico. Segundo Li e Selig (1994), o MR também é reconhecido por apresentar uma noção da rigidez elástica do material: quanto mais deformável, menor será o seu módulo de resiliência.

O valor do módulo de resiliência obtido por intermédio do ensaio triaxial de cargas repetidas é função da tensão desvio e sua respectiva deformação resiliente, calculado pela expressão matemática apresentada na Equação 5.

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (5)$$

Onde:

$M_R$  é o módulo de resiliência;

$\sigma_d$  é a tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ );

$\varepsilon_r$  é a deformação resiliente axial ( $\varepsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0}$ );

$\Delta h$  é o deslocamento vertical máximo;

$h_0$  é a altura inicial de referência do corpo de prova cilíndrico.

A determinação do módulo de resiliência por meio de ETCR permite caracterizar mecanicamente os materiais utilizados nas diversas camadas do pavimento, incluindo o solo do subleito, sob várias condições de teor de umidade, densidade e estado de tensões. Por esse motivo é considerado um dos parâmetros fundamentais para a análise e projeto de pavimentos, amplamente utilizado nos métodos de dimensionamento internacionais, visto ser o parâmetro que caracteriza o comportamento resiliente dos materiais empregados em pavimentação. Além disso, como visto, o módulo de resiliência condiciona a vida útil das camadas superficiais mais rijas ao fenômeno do trincamento por fadiga, considerado o defeito de maior recorrência em rodovias brasileiras (MEDINA E MOTTA, 2015).

### 2.3.2 Deformações plásticas – permanentes

Por definição, a deformação plástica é a parcela irreversível das deformações que ocorrem no pavimento, e por esse motivo pode ser denominada permanente (DP).

Segundo Yoder e Witczak (1975), a deformação permanente é a combinação de dois mecanismos distintos: as deformações cisalhantes repetidas e a redução do volume (densificação).

De acordo com Balbo (2007), materiais não cimentados, a cada aplicação de carga, apresentarão uma componente de deformação residual, que de forma cumulativa, no decorrer da vida de serviço do pavimento, contribuirá para a manifestação de deformações. Embora a deformação permanente durante um ciclo de carregamento seja normalmente apenas uma pequena fração da deformação total produzida em cada repetição de carga, o acúmulo gradual de um grande número desses pequenos incrementos de deformação plástica pode levar a uma eventual falha no pavimento devido à deformação excessiva (LEKARP E DAWSON, 1998). Esse excesso de deformação plástica ou permanente está associada à ocorrência de um dos principais defeitos em pavimentos flexíveis, indesejáveis ao seu bom desempenho, conhecido como afundamento de trilha de roda – ATR.

O ATR pode prejudicar a qualidade e a segurança da rodovia, devido à ocorrência de hidroplanagem e a redução da aderência do pneu com a pista de rolamento. Medina e Motta (2015) citam como valor máximo admissível para autoestradas de alguns países um afundamento de 10 mm. Em rodovias de menor tráfego, o valor tolerável passa a ser de 16 mm, exigindo reparo imediato ao se atingir 20 mm. Segundo Motta (1991), o afundamento de trilha de roda está relacionado ao acúmulo de deformação vertical permanente desenvolvido em cada camada do pavimento.

Uma vez que o sistema pavimento geralmente consiste em multicamadas de diferentes materiais, a previsão da deformação permanente total requer o cálculo da deformação permanente de cada camada individual, utilizando um modelo de deformação permanente apropriado. A deformação permanente acumulada total nos pavimentos é então obtida por meio da contribuição de cada camada, sendo dada pela expressão apresentada na Equação 6.

$$\delta_{total}^p = \sum_{i=1}^n \varepsilon_p^i h_i \quad (6)$$

Onde:

$\delta_{total}^p$  é a deformação plástica total acumulada;

$\varepsilon_p^i$  é a deformação específica plástica média da i-ésima camada;

$h_i$  é a espessura da i-ésima camada;

n é o número total de camadas.

Uma questão particular em obras de pavimentação refere-se à natureza do carregamento cíclico na estrutura e conseqüentemente à necessidade de se verificar a deformação permanente após um determinado número de aplicações de carga. Para a previsão do desempenho é de grande importância saber se um determinado pavimento experimentará acumulação progressiva de deformação permanente, ou se o aumento da deformação permanente cessará, resultando em uma resposta estável e totalmente resiliente (LEKARP E DAWSON, 1998; MARANGON, 2004). Essa problemática introduz ao princípio do *shakedown*.

### 2.3.2.1 Teoria do *shakedown*

Pesquisas realizadas por Sharp e Booker (1984)<sup>12</sup> e Dawson e Wellner (1999)<sup>13</sup> constataram que, para baixos níveis de tensão, as deformações permanentes atingem um estado de equilíbrio após a estabilização pós-compactação, ou seja, nenhum aumento adicional na deformação permanente ocorre com o aumento do número de aplicações de cargas. Em níveis mais elevados, no entanto, a deformação permanente aumenta rapidamente, não se estabilizando e, eventualmente, levando à uma falha gradual (WERKMEISTER et al., 2001).

A estabilização ou acomodamento da deformação plástica após determinado número de ciclos é denominada *shakedown*. A ocorrência desse comportamento está associada ao surgimento de tensões residuais (tensões que permanecem na estrutura mesmo após o descarregamento elástico), mais especificamente a um campo auto equilibrado de tensões residuais que surge em materiais submetidos à ação de cargas cíclicas, e que passa a interagir com o carregamento aplicado. As tensões residuais tendem a aumentar com o passar do tempo, reduzindo o efeito da carga aplicada em cada ciclo de carregamento, até que a tensão atuante no material não atinja a condição de escoamento plástico, e o material apresenta somente deformações elásticas (GUIMARÃES, 2009).

---

<sup>12</sup> SHARP, R.; BOOKER, J. Shakedown of pavements under moving surface loads. **Journal of Transportation Engineering**, vol. 110, nº 1, pp.1-14, 1984.

<sup>13</sup> DAWSON, A. R.; WELLNER, F. **Plastic behavior of granular materials**. Report ARC Project 933, University of Nottingham, United Kingdom, 1999.

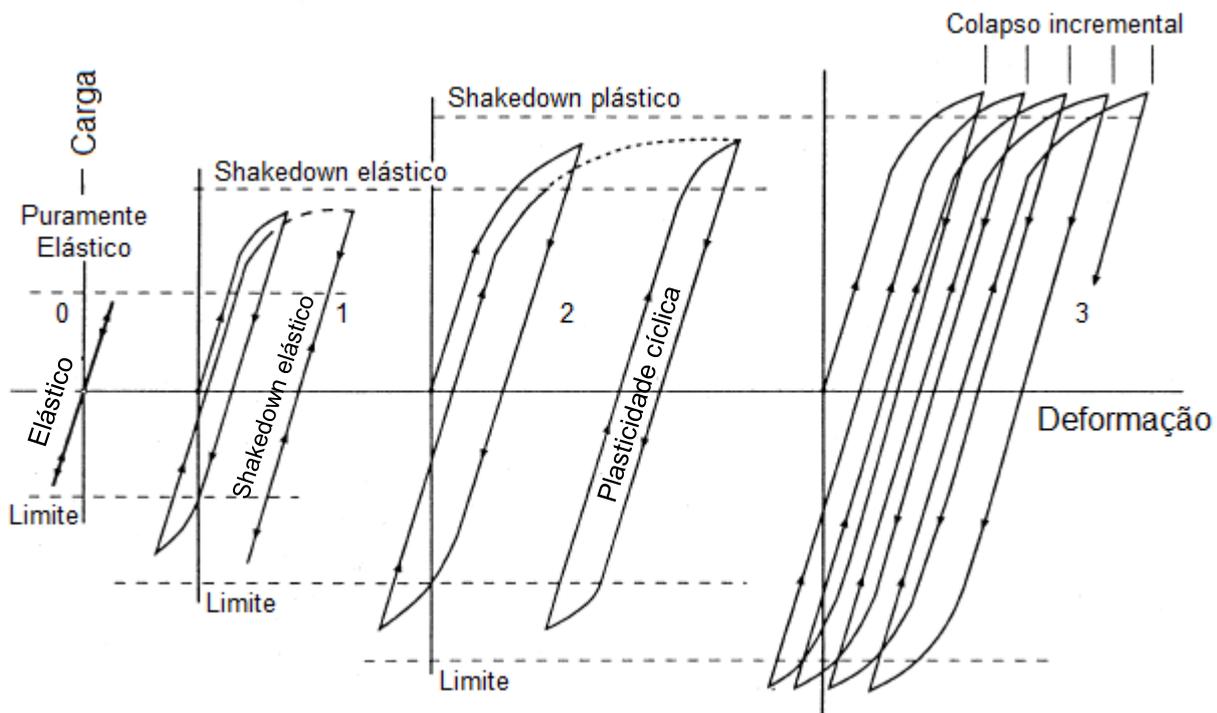
Para fins de dimensionamento, isso implica que o nível máximo de carga associado a uma resposta resiliente deve ser conhecido e não deve ser ultrapassado para que o excesso de deformação permanente seja evitado. Pressupõe-se então que deve existir um nível crítico de tensão entre condições estáveis e instáveis em um pavimento, o qual é denominado "limite de *shakedown*" (LEKARP E DAWSON, 1998; WERMEISTER et al., 2001).

De uma perspectiva micromecânica, a evolução das deformações permanentes de materiais não ligados quimicamente sob carregamento cíclico repetido pode ser descrito utilizando a teoria do *shakedown* (SALOUR E ERLINGSSON, 2017). Inicialmente, a teoria foi desenvolvida para o estudo de metais submetidos a cargas deslizantes ou rolantes, sendo a primeira aplicação ao estudo de pavimentos realizada por Sharp e Booker (1984) (GUIMARÃES, 2009). O objetivo principal é determinar as condições e limites, para determinado carregamento, na qual ocorre a estabilização das deformações permanentes. De fato, a importância da aplicação da teoria e pesquisa de ocorrência do *shakedown* em solos empregados na pavimentação está em assegurar a escolha adequada desses materiais, de modo que não contribuam demasiadamente para o afundamento de trilha de roda.

Considerando o conceito original da teoria, a Figura 2.17 apresenta as possíveis respostas de uma estrutura submetida a carregamentos cíclicos, classificadas em quatro categorias: (a) puramente elástica; (b) *shakedown* elástico; (c) *shakedown* plástico; e (d) colapso incremental. Para analisar os limites do *shakedown*, primeiramente é necessário conhecer esses comportamentos.

Segundo Guimarães (2009), o comportamento puramente elástico (0) se dá quando a carga repetida é suficientemente pequena, não produzindo deformações permanentes, somente deformações totalmente recuperáveis. O *shakedown* elástico (1) ocorre quando o material apresenta deformações plásticas até determinado número de aplicações de carga, a partir do qual estas se tornam constantes e o material assume um comportamento totalmente elástico. No *shakedown* plástico (2), o material apresenta uma plasticidade cíclica, onde a deformação permanente é neutralizada no ciclo de carregamento posterior pelo surgimento de uma deformação permanente de mesma magnitude em sentido contrário, apresentando uma resposta estável, com deformação constante. Já o colapso (3) ocorre quando a carga cíclica aplicada é relativamente alta. As deformações permanentes se acumulam rapidamente com a ruptura ocorrendo em um curto intervalo de tempo.

Figura 2.17 – Comportamentos clássicos de materiais submetidos à carregamentos repetidos segundo a teoria do *shakedown*



Fonte: Johnson (1986)<sup>14</sup>, adaptado de Werkmeister et al. (2001).

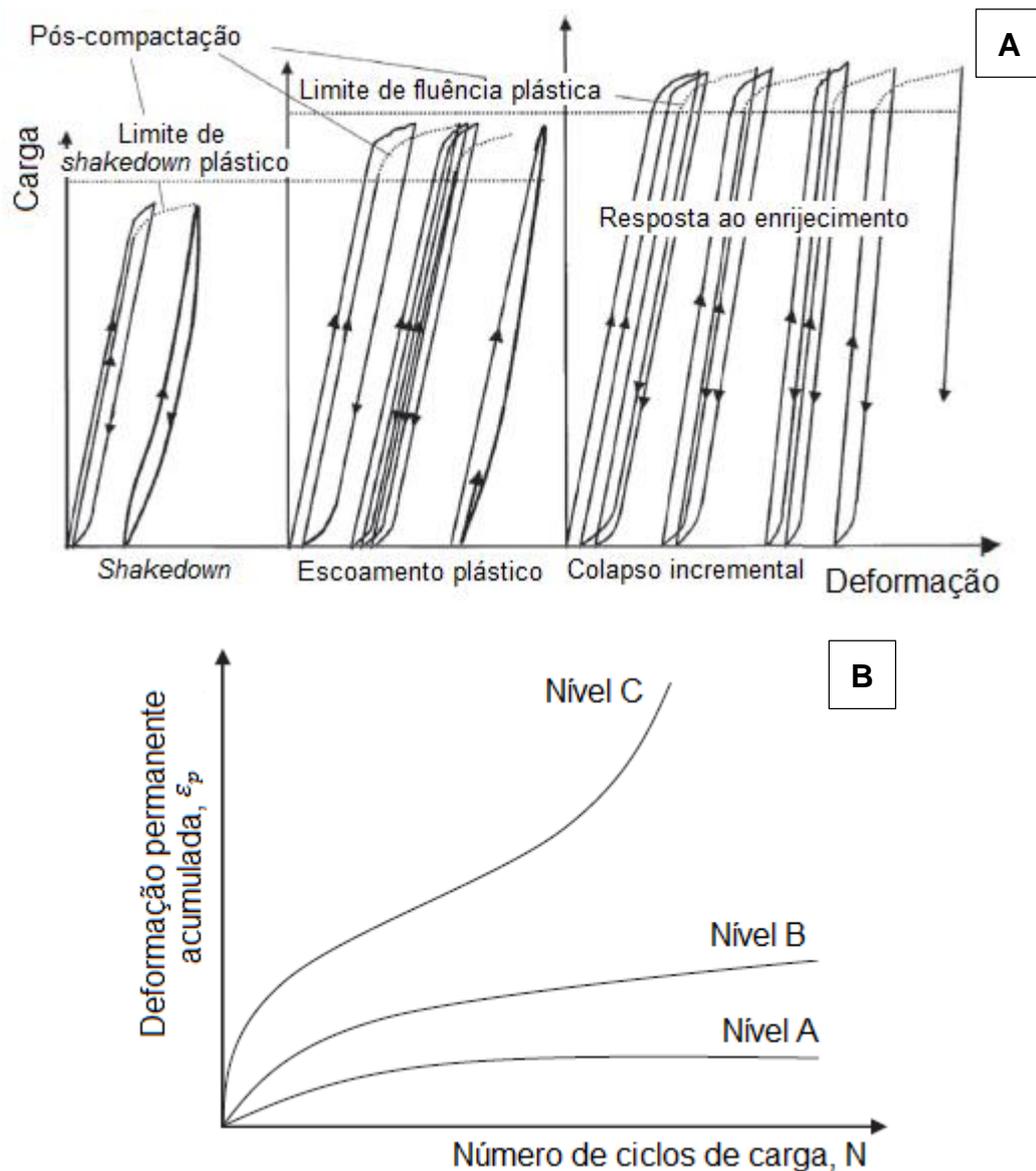
Ao estudarem as deformações permanentes de solos granulares de Dresden/Alemanha, Werkmeister et al. (2001) verificaram que os comportamentos ideais ilustrados na Figura 2.17 não se relacionam de forma direta com a resposta observada durante os ensaios laboratoriais. Neste contexto, os autores sugeriram três comportamentos distintos: níveis A, B e C (Figura 2.18 e Figura 2.19). Observa-se que nenhum dos resultados mostrou comportamento puramente elástico como sugerido pela teoria original. Esse tipo de resposta provavelmente não ocorre em materiais não ligados quimicamente, visto que, por menor que seja o estado de tensão aplicado, sempre é possível registrar alguma deformação permanente nas amostras ensaiadas (GUIMARÃES, 2009).

No primeiro nível, nível A, denominado *shakedown* ou acomodamento plástico, verifica-se que, após determinado número de aplicações de carga, finalizada a pós-compactação, a resposta do material torna-se inteiramente elástica, sem qualquer deformação plástica adicional. Neste caso, diz-se que o pavimento se encontra em

<sup>14</sup> JOHNSON, K. L. Plastic flow, residual stresses and shakedown in rolling contact. In: 2<sup>nd</sup> International Conference on Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems, **Proceedings...**, Canada, 1986.

*shakedown*, resultando em uma deformação permanente acumulada total pequena, a partir do qual qualquer aplicação de carga não será prejudicial. Segundo Guimarães (2009), a taxa de acréscimo das deformações plásticas deve ser da ordem de  $10^{-7}$  metros por ciclo de aplicação de carga para que o material apresente a condição de *shakedown*.

Figura 2.18 – Comportamentos teóricos de materiais sob carregamentos cíclicos (a); Resposta da deformação permanente agrupada em níveis (b)

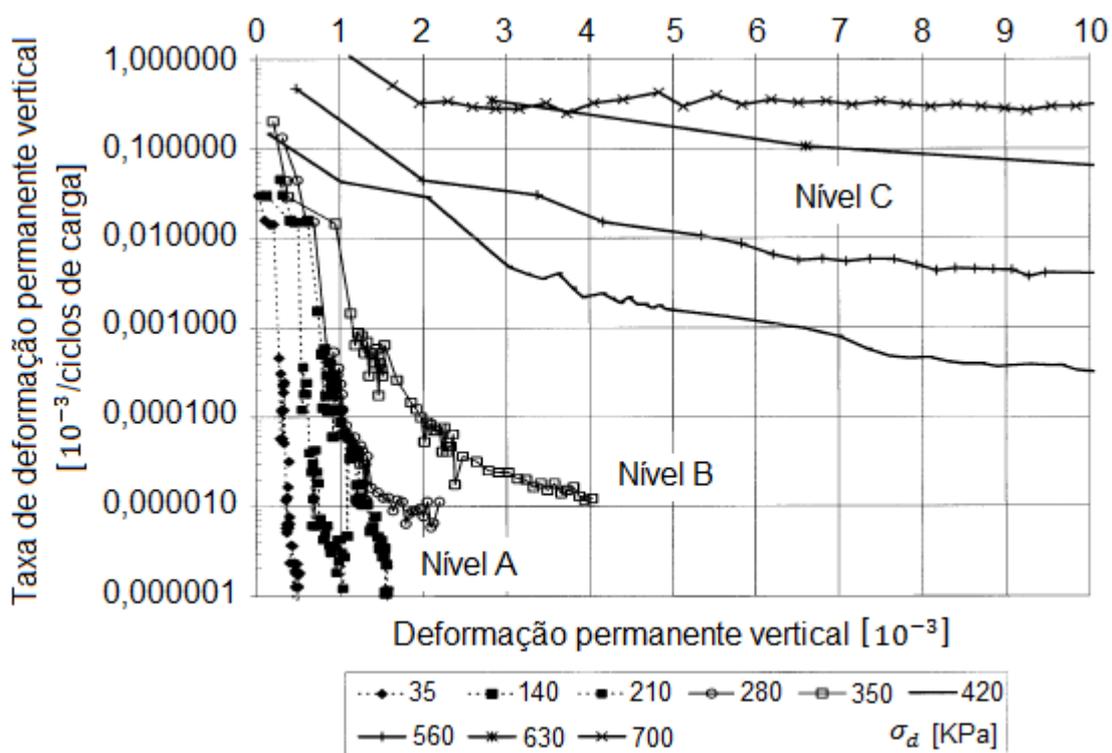


Fonte: Adaptado de Werkmeister et al. (2001).

O nível B é um nível intermediário que apresenta uma transição entre as respostas dos níveis A e C, ultrapassando o limite de *shakedown* plástico, mas ainda

inferior ao limite de fluência plástica. As altas taxas de deformação permanente durante as primeiras aplicações de carga é a principal característica deste domínio. Com o acréscimo dos ciclos de carregamento, a taxa decresce até se tornar quase constante, semelhante ao nível A, porém neste caso as deformações permanentes continuam a aumentar a uma velocidade extremamente lenta (ERLINGSSON E RAHMAN, 2013).

Figura 2.19 – Deformação permanente vertical de granodiorito ( $\sigma_3 = 140$  kPa)



Fonte: Wellner e Werkmeister (2000)<sup>15</sup>, adaptado de Werkmeister et al. (2001).

O colapso incremental, descrito no domínio C, ocorre devido à ocorrência de resposta plástica em qualquer nível de carregamento (deformações permanentes não cessam). Para cada ciclo de carregamento, há um acréscimo das deformações permanentes. Nesse nível, a taxa de deformação decresce mais lentamente se comparada com os níveis A e B. Guimarães (2009) propôs a introdução de um quarto padrão de comportamento, denominado AB, para o qual a deformação permanente

<sup>15</sup> WELLNER, F.; WERKMEISTER, S. Beitrag zur Untersuchung des Verformungsverhaltens ungebundener Gesteinskörnungen mit Hilfe der Shakedown-Theorie (in German). **Strasse+Autobahn**, nº 6, pp. 369-375, 2000.

acumulada nos ciclos iniciais é bastante significativa (parecida com o comportamento tipo B), tornando-se constante (tipo A) após um longo número de solicitações de carga.

Em comparação com as respostas previstas pelo conceito original do *shakedown* (Figura 2.17), nota-se que os níveis A e C equivalem, respectivamente, ao comportamento (2) e (3), com o nível B correspondendo à uma resposta intermediária a ambos. No âmbito da pavimentação, o nível A é permitido, de modo que os níveis de tensões não sejam superiores ao limite de *shakedown* plástico; o domínio B pode ser aceito para um limitado número de aplicações de carga, em casos especiais; e o colapso (nível C) não pode se manifestar de forma alguma, visto causar sérios danos e falha funcional na estrutura do pavimento (WERKMEISTER et al., 2004; ERLINGSSON E RAHMAN, 2013).

### **2.3.3 Fatores que interferem na deformabilidade dos solos**

Segundo Li e Selig (1994), os aspectos que influenciam significativamente no comportamento resiliente dos solos podem ser agrupados em três categorias: (a) condição de carregamento e estado de tensões; (b) natureza do solo; e (c) estado físico do solo. O primeiro grupo está relacionado às solicitações de tensão repetidamente aplicadas, simulando a ação do tráfego numa determinada estrutura de pavimento. O segundo grupo refere-se a constituição mineralógica, plasticidade da fração fina, textura das partículas, arranjo estrutural das partículas e elos de cimentação natural. Já o terceiro grupo é definido pelo teor de umidade e massa específica seca (MEDINA E MOTTA, 2015).

Rezende (2003) sintetiza os fatores que podem controlar o módulo de resiliência de cada tipo de solo. Para os solos granulares, os fatores que afetam o valor do módulo são: (a) número de repetições da tensão desvio, história de tensões, duração e frequência do carregamento e nível de tensões aplicado. Já para solos coesivos, além dos aspectos citados para os solos granulares, é importante considerar a condição de compactação.

Segundo Lekarp et al. (2000), a resposta plástica e a consecutiva deformação permanente acumulada em materiais não ligados quimicamente é complexa e dependente de fatores, como: estado de tensões, número de aplicações de carga, reorientação das tensões principais, história de tensões, teor de umidade (sucção),

grau de compactação, teor de finos, forma da partícula e distribuição do tamanho dos grãos. Guimarães (2009) cita ainda a duração, frequência e sequência de carga.

Medina e Preussler (1980) afirmam que os solos arenosos apresentam comportamento resiliente governado pela tensão confinante ( $\sigma_3$ ), sendo pouco afetados pela tensão desvio, ao passo que os solos argilosos apresentam o módulo de resiliência dependente da tensão desvio ( $\sigma_d$ ), sendo pouco influenciados pela tensão confinante. Em ambos os casos, o módulo de resiliência é dito diretamente proporcional à tensão confinante e inversamente proporcional à tensão desvio, ou seja, um aumento na tensão confinante gera um acréscimo no MR, enquanto que um acréscimo na tensão desvio, reduz o módulo de resiliência.

Para as deformações permanentes, no geral, verifica-se um comportamento oposto (LEKARP et al., 2000). O acréscimo da tensão desvio gera um aumento de deformação permanente total (LEKARP et al., 1996; GUIMARÃES, 2001, NERVIS, 2016). Já o decréscimo da tensão confinante resulta em um acréscimo da deformação permanente, consoante com as observações de Bernucci (1995) para solos lateríticos não coesivos.

Segundo Paute<sup>16</sup> (1983 apud Motta, 1991), é relativamente complexo analisar o comportamento à deformação permanente visto que este é tanto função das tensões quanto do número (N) de repetições de carga. Motta (1991) afirma que tanto a deformação permanente quanto a deformação resiliente de solos argilosos se alteram com o número de aplicações de carga e com a intensidade da tensão desvio aplicada. A deformação axial total aumenta com o número de aplicações de carga, tanto mais quanto maior for a tensão desvio. Para solos granulares, de acordo com Preussler (1978), o módulo de resiliência tanto aumenta como diminui com o número de repetições da tensão desvio, e que esta variação depende do índice de vazios crítico, da densidade do material e do valor da tensão repetida aplicada.

A deformação axial devido ao efeito combinado de tensões repetidas de diferentes grandezas (história de tensões) também se mostra importante, visto ser esta a situação encontrada em campo (SVENSON, 1980). Brown e Hyde (1975) afirmam que em materiais granulares, a história de tensões apresenta um efeito insignificante sobre o módulo resiliente, com maior influência sobre a deformação permanente. Segundo Lekarp et al. (2000), a deformação permanente se reduz como

---

<sup>16</sup> PAUTE, J. L. Comportement des sols supports de chaussées à l'appareil triaxial à changements répétés. **Bulletin LCPC n° 124**, 1983.

resultado da história de tensões de alguns materiais. Para os autores, isso ocorre em função da aplicação de uma série de tensões repetidas de diferentes grandezas que pode produzir um efeito de enrijecimento no solo, provavelmente devido à um rearranjo estrutural das partículas.

Além da magnitude das cargas aplicadas, a deformação dos solos depende do tempo e da frequência de aplicação da carga. Preussler (1978) observou uma pequena influência da frequência de aplicação de tensão desvio no módulo de resiliência até 40 aplicações por minuto, para solos arenosos. Já para uma frequência de 60 aplicações por minuto (1 Hz), o autor verificou um certo efeito, visto que os valores de MR foram bem maiores. Em relação à duração da aplicação da tensão desvio, esta teve influência somente para altos níveis de tensões, superiores aos observados nas camadas do pavimento.

Svenson (1980) constatou que para solos argilosos compactados no teor de umidade ótimo, o módulo de resiliência é pouco influenciado por variações de frequência na faixa de 20 a 60 ciclos por minutos e durações de carregamento de 0,86 a 2,86 segundos. Em seu estudo, Zago (2016) observou que o aumento da frequência de 1 Hz para 2 Hz elevou o módulo de resiliência de um solo arenoso. Já para os solos argilosos analisados, esse acréscimo na frequência gerou uma pequena redução nos valores de MR. Guimarães (2001) verificou que a mesma variação na frequência (de 1 Hz para 2 Hz) apresentou efeitos desprezíveis nas deformações permanentes.

De acordo com Medina e Motta (2015), a natureza da fração fina determina o comportamento à resiliência dos solos. Um percentual de silte inferior a 50% caracteriza um solo menos resiliente. Em contrapartida, se a porcentagem de silte é elevada na fração fina, o módulo tende a ser constante, independente do estado de tensões, porém de valor muito baixo (MOTTA, 1991).

Os processos pedogenéticos aos quais um solo pode ser submetido ao longo de sua formação constituem fatores que, de certa forma, influenciam no seu comportamento resiliente. Para Ceratti et al. (2004), solos lateríticos, presente em 70% do território brasileiro, compactados no teor de umidade ótimo, geralmente, apresentam excelente comportamento para emprego em subleito, visto exibirem altos valores de módulo de resiliência. Em contrapartida, solos saprolíticos apresentam comportamento inferior, com valores de módulo de resiliência menores. Bernucci (1995) afirma que o solo laterítico apresenta uma natureza mineralógica que contribui favoravelmente quanto à deformabilidade, visto que os óxidos hidratados de ferro e

alumínio agem como agentes cimentantes, produzindo um efeito de maior resistência e estabilidade nesses solos.

As dimensões do corpo de prova (CP) também podem interferir na definição das características de deformação dos solos. Bonzanini (2011) estudou a variação dos valores de módulo de resiliência em função do tamanho do corpo de prova, para quatro solos utilizados em obras de pavimentação no estado do Rio Grande do Sul. Os solos escolhidos foram: uma areia, um solo argiloso, um solo residual de granito (saibro) e um solo arenoso fino laterítico. Todos os materiais foram ensaiados em corpos de prova de 7,5 cm x 15 cm; 10 cm x 20 cm e 15 cm x 30 cm. O autor observou que a maior parte dos materiais apresentou variação com o tamanho do CP, com o módulo aumentando ou diminuindo, dependendo do tipo de solo. Somente a areia não apresentou variação significativa no MR. Segundo Medina e Motta (2015), essa influência nos ensaios triaxiais de cargas repetidas não se deve somente à granulometria, mas também devido à influência do volume na deformabilidade. Neste contexto, destacam-se ainda os estudos de Espinosa (1987) e Malysz (2009) em agregados graúdos; Motta et al. (1990) para lateritas do estado de Roraima; e Delongui (2016) em agregados reciclados oriundos de resíduos de construção e demolição – RCD. Apesar de constituir um fator condicionante para os resultados de MR, há poucos estudos acerca do referido assunto. Em relação à influência do tamanho do corpo de prova na deformação permanente, não foram encontrados dados na literatura.

O efeito das condições de compactação (método, energia e umidade) na deformabilidade de solos para pavimentação é apresentado por diversos pesquisadores (SVENSON, 1980; WERK, 2000; CERATTI et al., 2004; HOFF et al., 2004). O aumento da energia de compactação resulta em um acréscimo na densidade do material, melhorando sua resistência e deformabilidade, visto ocorrer uma maior interação entre as partículas. Segundo Bernucci (1995), esse aumento da energia de compactação gera um aumento significativo no módulo resiliente de solos lateríticos. O mesmo foi constatado por Marangon (2004), para solos finos lateríticos argilosos da região de Minas Gerais. Zago (2016) verificou que o aumento da energia de compactação, de Proctor Normal para Proctor Intermediário, resultou em uma redução das deformações permanentes e um acréscimo de 78,8% no valor do módulo resiliente médio de um solo argiloso da região central do Rio Grande do Sul. Ao estudar o horizonte B de um solo residual de origem basáltica do mesmo estado,

Pascoal (2020) observou, para uma mesma variação de energia de compactação (normal para intermediária), um ganho de cerca de 60% no módulo de resiliência e uma redução de 85% na deformação permanente do material.

Svenson (1980) estudou os efeitos do tipo de compactação no comportamento resiliente de um solo argiloso. A autora verificou que para umidades de compactação acima da ótima (ramo úmido), a compactação dinâmica (por impacto) gerou módulos de resiliência superiores à compactação por amassamento, e que essa diferença tornou-se menor conforme a tensão desvio aumentou. Para as amostras compactadas no ramo seco próximo da umidade ótima não verificaram-se os mesmos comportamentos, ou seja, não houve efeito significativo dos diferentes métodos de compactação no módulo de resiliência do material.

Hoff et al. (2004) avaliaram a influência do método de compactação na deformabilidade de materiais granulares. Os métodos de compactação utilizados foram: compactador giratório (princípio do amassamento), compactação por impacto, martelo vibratório (alia vibração e impacto) e mesa vibratória. Para cada método adotou-se de três à cinco diferentes níveis de energia. Os autores constataram que somente a deformação permanente apresentou diferenças significativas em relação ao método utilizado. A compactação vibratória se mostrou superior à compactação por impacto, devido a sua maior resistência à ocorrência de deformação permanente. Uma conclusão mais trivial é que tanto o módulo resiliente quanto a resistência à deformação permanente aumentaram com o aumento do esforço de compactação.

Ceratti et al. (2004) apresentaram um estudo complementar relatado por Werk (2000) acerca do efeito do método de compactação (estática, amassamento e dinâmica) e do teor de umidade no módulo resiliente de um solo laterítico argiloso, cujos resultados encontram-se expostos na Tabela 2.4. Analisando os dados apresentados pelos autores, verifica-se que as amostras compactadas por amassamento com o auxílio de um soquete com mola apresentaram os menores módulos de resiliência em todas as condições de umidade ensaiadas. Os corpos de prova compactados 2% acima do teor de umidade ótimo não exibiram significativa variação quanto ao método de compactação adotado. Em contrapartida, as amostras ensaiadas na umidade ótima e no ramo seco apresentaram diferentes valores de MR em função do método de compactação, com destaque para a compactação estática que evidenciou os valores mais relevantes.

Tabela 2.4 – Efeito dos métodos de compactação e do teor de umidade no módulo resiliente dos solos

Método de compactação	Umidade (%)	Faixa de módulos resilientes* (MPa)
Estática	Wótima +2%	133 – 181
Dinâmica	Wótima +2%	147 – 147
Amassamento	Wótima +2%	143 – 167
Estática	Wótima	741 – 744
Dinâmica	Wótima	300 – 316
Amassamento	Wótima	224 – 242
Estática	Wótima -2%	804 – 839
Dinâmica	Wótima -2%	630 – 676
Amassamento	Wótima -2%	433 – 439

Fonte: Adaptado de Ceratti et al. (2004).

Nota: \*Para  $\sigma_d$  variando de 50 kPa a 80 kPa.

Em relação ao teor de umidade de compactação, nota-se que há um acréscimo do módulo de resiliência, para todos os tipos de compactação, conforme a umidade diminui (ramo úmido para o ramo seco). Se o material apresentado por Ceratti et al. (2004) fosse um solo não laterítico, poder-se-ia associar os resultados obtidos com a teoria proposta por Lambe (1958)<sup>17</sup>, acerca da estrutura de solos coesivos compactados: para baixos teores de umidade existe uma tendência à floclulação dos grãos do solo no tamanho de coloides, resultando em um solo pouco denso, ao passo que conforme o teor de umidade inicial aumenta, ocorre uma redução dessa tendência de floclulação, levando a estrutura do solo argiloso a se tornar dispersa. No entanto, Villar et al. (2015) ressaltam que no contexto dos solos tropicais, a teoria das estruturas de Lambe só é válida para solos saprolíticos, cujas partículas de argila encontram-se individualizadas. Em solos altamente intemperizados, as partículas do solo geralmente compõem agregações e por esse motivo dificilmente são orientadas pela compactação. Para esses materiais, o ideal é analisar o comportamento da curva de compactação à luz da teoria dos solos não saturados.

Além dos efeitos da variação de umidade de compactação no comportamento resiliente e plástico dos solos, deve-se considerar também os efeitos da variação da umidade pós-compactação na deformabilidade desse materiais, normalmente atribuída a interações com o meio em que se encontra (clima, equilíbrio entre a

<sup>17</sup> LAMBE, T. W. The structure of compacted clay. ASCE, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, vol. 84 (2), pp. 1-34, 1958.

precipitação e evapotranspiração) e/ou fatores externos, como problemas relacionados à drenagem. No item 2.2 abordou-se com detalhes as fontes de acesso de água ao pavimento, destacando-se a importância da umidade de equilíbrio das camadas estruturais e do subleito.

O NCHRP 1-37A (2004) destaca que a umidade associada aos efeitos climáticos pode atuar de duas maneiras distintas: (a) afetando o estado de tensões do solo, por intermédio da sucção, e neste caso materiais grossos e finos podem apresentar um aumento de mais de cinco vezes no módulo devido à secagem dos solos; e (b) afetando a estrutura do solo por meio da destruição da cimentação entre as partículas do solo.

Tendo em vista a importância da umidade na deformabilidade dos solos não saturados empregados na pavimentação e da relevância dessa variável de estudo na presente pesquisa, alguns estudos acerca da influência da variação de umidade (compactação e pós-compactação) e da sucção no módulo de resiliência e na deformação permanente são apresentadas nas próximas subseções.

#### *2.3.3.1 A influência da variação de umidade no módulo de resiliência*

Bernucci (1995) avaliou a variação do módulo resiliente em relação à imersão do solo pelo período de 4 dias, semelhante ao procedimento realizado no ensaio de CBR. A autora constatou que solos lateríticos compactados na umidade ótima apresentam pequena redução no módulo resiliente devido à imersão em água. Já para as amostras submetidas à secagem anterior ao ensaio, o módulo aumentou em torno de 50 a 100%. A explicação relacionada à esse ganho de resistência à deformação do solo pode se dar, segundo a autora, pela perda de umidade, ligada à sucção do solo, ou ainda à cimentação das partículas, devido à desidratação dos óxidos hidratados de ferro e alumínio, comuns em solos lateríticos.

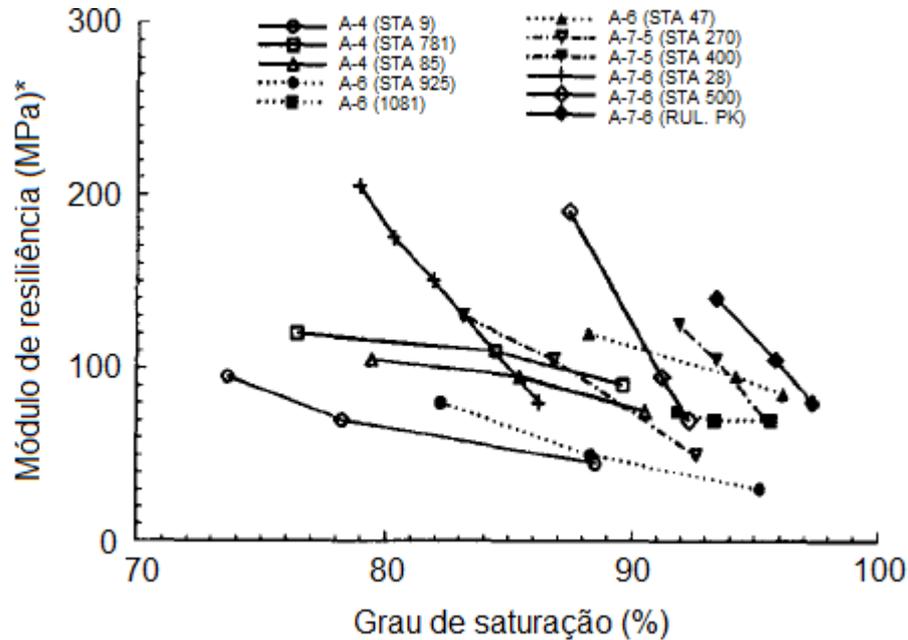
Thadkamalla e George (1995) investigaram o efeito da saturação no módulo resiliente de solos de subleito dos estados do Mississippi/EUA e Iowa/EUA, de modo a simular o teor de umidade de equilíbrio em campo (EMC), geralmente um pouco acima da umidade ótima de compactação. Para a pesquisa foram adotados dois solos granulares (A-2 e A-2-4) e dois solos finos (A-4 e A-7-5), bem como três formas de umedecimento: saturação por capilaridade (após compactação no teor ótimo), saturação por vácuo (após compactação no teor ótimo) e moldagem acima da

umidade ótima. Como era esperado, com o aumento da saturação houve um decréscimo do módulo de resiliência. Nos solos granulares essa redução foi de aproximadamente 20%, enquanto que nos solos finos o decréscimo foi maior, variando de 50 a 75%. Além do grau de saturação, nos solos finos, o modo como as amostras foram saturadas também influenciou nos valores de MR. A saturação por vácuo causou uma redução drástica nos valores do módulo, quando comparada com os outros dois métodos, os quais resultaram em valores de redução muito próximos.

Drumm et al. (1997) avaliaram a variação do MR em função do acréscimo de umidade pós-compactação em 11 solos de subleito do estado americano do Tennessee (Figura 2.20). Para cada solo foram moldadas 3 amostras na condição ótima de compactação. Uma das amostras foi ensaiada no teor ótimo e as outras duas submetidas a níveis crescentes de saturação. Em todos os casos, com o aumento da saturação houve um decréscimo do módulo resiliente, sendo a magnitude desta redução função do tipo de solo. Com a saturação, os solos com maior rigidez (A-7-6 e A-7-5) na condição ótima de compactação apresentaram as maiores reduções em seus módulos de resiliência. Já os solos A-4 e A-6 que apresentaram os menores módulos, se mostraram menos suscetíveis a diminuição do MR com o aumento do teor de umidade.

Bastos (2013) estudou a influência da variação de umidade em materiais de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza. Para tanto, adotou variações de umidade de compactação e pós-compactação de  $\pm 2\%$ . Em ambos casos, verificou-se um aumento do módulo de resiliência com o decréscimo do teor de umidade e uma redução da rigidez com o aumento desse teor. Em relação à umidade ótima, os materiais de subleito (amostra 01 e 03) apresentaram, respectivamente, acréscimos de 16% e 28% nos módulos resilientes com a redução do teor de umidade de compactação, e aumentos de 97% e 9% com a secagem pós-compactação. Com o aumento do teor de umidade inicial, verificou-se uma redução no MR de 19% para a amostra 01 e 59% para a amostra 03, ao passo que o umedecimento resultou em decréscimos na rigidez da ordem de 52% e 39%, respectivamente. Logo, constatou-se que o subleito com classificação A-4 (amostra 01) foi mais influenciado pelo teor de umidade na fase pós-construção dos pavimentos, enquanto que o subleito com classificação A-2-4 (amostra 03) sofreu maior influência do teor de umidade na fase de construção dos pavimentos (umidade de compactação).

Figura 2.20 – Efeitos da saturação pós-compactação no módulo de resiliência



Fonte: Adaptado de Drumm et al. (1997).  
 Nota: \*Para  $\sigma_3 = 41,4$  kPa e  $\sigma_d = 27,6$  kPa.

De forma semelhante, Kern (2017) avaliou os efeitos dos teores de umidade de compactação e pós-compactação em um solo silto-argiloso do estado do Rio Grande do Sul, considerando variações de  $\pm 1\%$  e  $\pm 2\%$  a partir da umidade ótima. Como esperado, com o aumento do teor de umidade de compactação, houve a redução do módulo de resiliência do material. Para variações de umidade pós-compactação, verificou-se que o umedecimento não influenciou de forma significativa a rigidez do solo compactado na umidade ótima, ao passo que o processo de secagem resultou em valores de MR duas vezes maior do que no teor ótimo de compactação. A autora salienta que as amostras não apresentaram o mesmo peso específico aparente seco por ocasião de moldagem, no entanto, todos os graus de compactação mostraram-se muito próximos de 100%.

Lima et al. (2018) verificaram a influência da umidade de compactação no comportamento resiliente de um solo tropical LG' do estado do Rio de Janeiro, moldado nas energias normal e intermediária e em cinco teores de umidade iniciais:  $W_{ótima}$ ,  $W_{ótima\pm 1\%}$  e  $W_{ótima\pm 2\%}$ . Os autores observaram que os módulos de resiliência aumentaram quando a umidade inicial diminuiu e diminuíram com o aumento desse teor. Em relação à umidade ótima, as variações de -2%, -1%, +1% e +2% na umidade de compactação resultaram em diferenças percentuais de, respectivamente, 42%,

16%, 21% e 68% na energia intermediária, e de 38%, 7%, 46% e 71% na energia normal. Dessa maneira, concluíram que as maiores variações de MR por energia ocorreram ao utilizar um maior teor de umidade de compactação.

### *2.3.3.2 A influência da sucção no módulo de resiliência*

Como visto no decorrer do item 2.1, a relação entre sucção e umidade é intrínseca. Ceratti et al. (2004) afirmam que o módulo de resiliência é um parâmetro sensível ao estado de tensões atuante no material, e sendo a sucção uma das variáveis independentes que governa o comportamento de solos não saturados, se mostra de grande relevância o estudo da relação entre a sucção e as deformações resilientes.

Edil e Motan (1979) avaliaram a influência da variação do teor de umidade e da sucção no comportamento mecânico de um solo siltoso do Wisconsin/EUA, típico de subleito, e de uma mistura desse solo com 25% de areia (solo silto-arenoso). Para ambos materiais, a compactação ocorreu em três teores de umidade: umidade ótima e  $\pm 2\%$  da umidade ótima. O comportamento resiliente dos solos foi avaliado inicialmente em função das diferentes umidades de compactação, considerando uma mesma densidade aparente seca. Na sequência, corpos de prova moldados nos teores de compactação apresentados foram submetidos a vários níveis de sucção. No que tange ao módulo de resiliência, os autores constataram que o MR apresentou mudanças mais significativas, tanto para as variações de umidade de compactação como de pós-compactação, para as amostras compactadas abaixo da umidade ótima, considerando a variação de  $\pm 2\%$ . Verificaram ainda que o módulo de resiliência aumentou com o acréscimo da sucção até um dado valor limite (crítico), a partir do qual começou a diminuir. Como contribuição secundária, constataram que a variação de umidade pós-compactação é expressa de forma mais adequada em termos de sucção do solo, pois esta reflete os efeitos do tipo e estrutura do solo, clima e posição do lençol freático na resposta mecânica melhor do que o teor de umidade ou o grau de saturação.

Em seu estudo, Gehling et al. (1998) verificaram a influência da sucção nos módulos de resiliência de um solo laterítico argiloso, típico de subleitos no estado do Rio Grande do Sul, obtidos em campo (retroanálise de bacias deflectométricas) e em laboratório (ensaios triaxiais de cargas repetidas). Em campo, a sucção foi medida por

meio de tensiômetros, e em laboratório por intermédio de um transdutor de pressão instalado no centro do corpo de prova. A curva característica do solo foi construída utilizando o método do papel filtro. Para as amostras submetidas ao umedecimento após a compactação, observou-se uma redução nos módulos de resiliência devido ao decréscimo da sucção. Os módulos dos corpos de prova submetidos à secagem foram levemente superiores aos valores encontrados para as amostras com teor de umidade ótimo. No geral, os autores observaram que o aumento da sucção provoca um acréscimo de módulo de resiliência até um valor máximo, a partir do qual, o MR decresce ou permanece constante, independentemente do nível de tensão desvio aplicada. Em relação aos ensaios de campo, os módulos resilientes determinados foram drasticamente reduzidos pela saturação do solo, mesmo dentro de uma pequena faixa de variação de sucção. Os valores de MR obtidos em laboratório apresentaram boa semelhança com os módulos resilientes obtidos *in situ*.

Gonçalves (1999) estudou a influência da variação do teor de umidade de compactação e pós-compactação no módulo de resiliência de um solo areno-argiloso de comportamento laterítico (LG') encontrado em subleitos de rodovias no interior de São Paulo. A variação de umidade no momento da compactação foi simulada a partir de amostras moldadas considerando a massa específica seca máxima, nos seguintes teores de umidade:  $W_{ótima}-2\%$ ,  $W_{ótima}$  e  $W_{ótima}+1\%$ . A variação pós-compactação foi avaliada compactando-se as amostras no teor ótimo e posteriormente variando-se a umidade em  $-2\%$  e  $+1\%$ . O autor observou um acréscimo de 67% no módulo de resiliência para os corpos de prova compactados abaixo da umidade ótima e um decréscimo, da ordem de 33%, para os corpos de prova compactados acima do teor ótimo, quando confrontados com os valores de MR na  $W_{ótima}$ . Tomando como referência esse mesmo teor, observou-se uma diminuição de 25% no MR com o umedecimento pós-compactação, ao passo que o trajetória de secagem elevou em 24% esse valor. Com isso, concluiu que para um mesmo teor de umidade, inferior à umidade ótima, o MR tende a ser maior quando compactado diretamente nesse teor. Em contrapartida, acima da umidade ótima, a rigidez é superior quando a amostra é compactada na ótima e submetida ao umedecimento. Por fim, o autor ainda relacionou os resultados obtidos com a sucção, afirmando que para todas as tensões desvio analisadas o MR aumentou com o aumento da sucção.

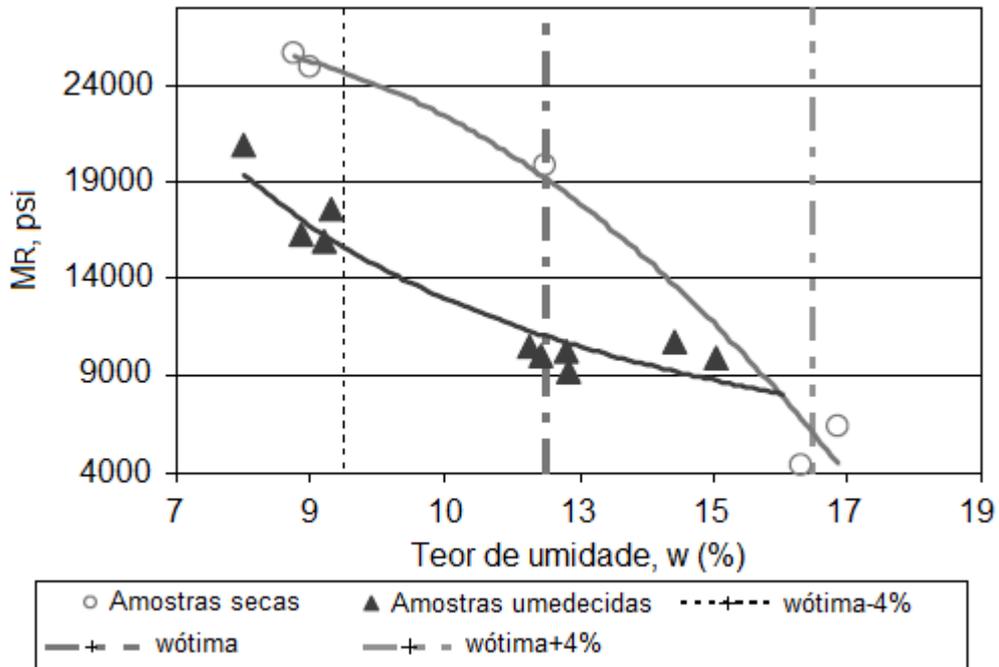
Khoury et al. (2003) avaliaram o efeito da sucção do solo (determinado pelo método do papel filtro) no módulo de resiliência do subleito de uma rodovia do estado

americano de Oklahoma, a partir de 18 amostras indeformadas coletadas em campo. Os autores verificaram um aumento do módulo de resiliência com o aumento da sucção do solo, tanto para sucção matricial como total. Observaram ainda que o comportamento do módulo exibiu uma tendência semelhante para ambas sucções, evidenciando que variações no módulo resiliente estão relacionados à sucção matricial, sendo a sucção osmótica pouco significativa. Por fim, constataram que a relação entre MR e teor de umidade apresentou certa dispersão, visto que para diferentes teores de umidade é possível se ter uma mesma sucção, não havendo, neste caso, influência no módulo de resiliência. Logo, concluíram que o módulo de resiliência se correlacionou melhor com a sucção do solo do que com o teor de umidade, corroborando as conclusões de Edil e Motan (1979).

Khoury e Zaman (2004) e Khoury et al. (2009b) estudaram a influência da variação de umidade pós-compactação (trajetórias de secagem e umedecimento) no módulo resiliente de solos empregados em subleitos rodoviários. Ambos estudos observaram que para um determinado teor de umidade, as amostras submetidas à secagem até atingir esse valor apresentaram valores de MR superiores aos corpos de prova submetidos ao umedecimento, evidenciando um comportamento muito semelhante ao fenômeno da histerese observado para as curvas características solo-água (Figura 2.21). Segundo os autores, a magnitude do módulo de resiliência é função do tipo de solo, sendo solos argilosos mais suscetíveis a variação de umidade e conseqüentemente a mudanças no MR. Além disso, verificaram que as mudanças observadas no MR e na sucção devido aos processos de secagem e umedecimento são influenciadas pelo teor de umidade inicial de compactação.

Ceratti et al. (2004) avaliaram a influência das trajetórias de secagem, umedecimento e secagem seguida de umedecimento na deformação elástica de um solo laterítico residual de xisto. A relação entre a variação de umidade e a sucção foi obtida por meio da curva característica, construída pela técnica do papel filtro. Os autores observaram que com o aumento do teor de umidade (umedecimento) houve um decréscimo na sucção do solo, impactando em valores de MR menores. As amostras submetidas à secagem apresentaram módulos resilientes próximos àquelas ensaiadas na umidade ótima. Os corpos de prova que sofreram secagem seguida de umedecimento apresentaram módulos notavelmente inferiores às amostras submetidas somente à secagem.

Figura 2.21 – Variação do módulo de resiliência em função do teor de umidade do solo e da trajetória adotada (histerese)



Fonte: Adaptado de Khoury e Zaman (2004).

No intuito de avaliar o comportamento do subleito em serviço, Yang et al. (2005) avaliaram a influência da umidade pós-compactação, da sucção e do grau de compactação no módulo de resiliência de dois solos coesivos (A-7-5 e A-7-6). Para analisar a variação de umidade, simulando possíveis mudanças climáticas, foram moldados corpos de prova na umidade ótima (OMC) e posteriormente umedecidos até atingir dois teores de umidade: EMC (umidade de equilíbrio em campo) e TMC (umidade de transição, entre OMC e EMC). Já para avaliar a ineficácia da compactação, foram moldadas amostras em três níveis de grau de compactação (100% GC, 95% GC e 88% GC). Os autores verificaram que o módulo de resiliência decresce com o aumento do teor de umidade (Figura 2.22a), devido à redução da sucção do solo. A mesma perda de rigidez foi observada com o decréscimo do grau de compactação (Figura 2.22b), evidenciando a importância de se ter o controle de ambas variáveis (umidade e grau de compactação) em campo.

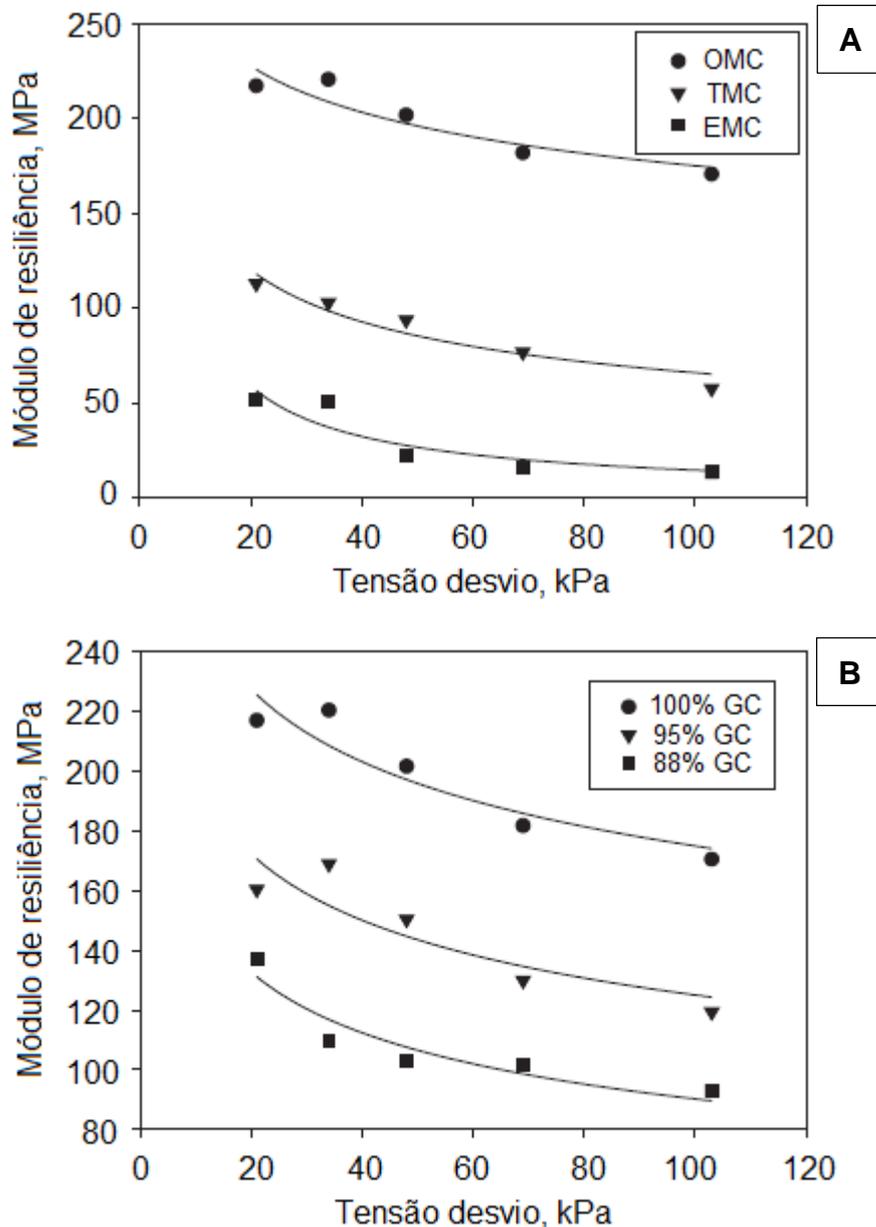
Takeda (2006) estudou a influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento resiliente de solos de subleito de rodovias no interior paulista. Dos 72 solos coletados e caracterizados, somente 30 solos foram avaliados quanto ao efeito da oscilação de umidade no módulo de resiliência. Os materiais foram divididos

em dois grupos quanto à sua gênese: metade laterítico e metade não-laterítico. Todas as amostras foram compactadas na umidade ótima da curva de compactação e submetidas a processos de secagem e umedecimento, constituindo quatro condições de umidade:  $W_{ótima}$ ,  $W_{ótima} - 2\%$ ,  $W_{ótima} - 1\%$  e  $W_{ótima} + 1\%$ . A sucção de cada amostra foi obtida pela técnica do papel filtro, após a realização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas. Tomando como valor de referência o MR na  $W_{ótima}$ , o autor observou um aumento médio de 245% no módulo resiliente para a condição de umidade  $W_{ótima} - 2\%$ . Para a  $W_{ótima} - 1\%$ , o aumento médio foi de 91%. Já para a condição  $W_{ótima} + 1\%$ , onde ocorreu umedecimento das amostras, o módulo reduziu em média 37%. O autor justifica os resultados em função, respectivamente, do acréscimo e do decréscimo da sucção, devido à variação da umidade.

Em sua tese de doutorado, Ramires (2010) estudou os efeitos da presença do nível d'água no comportamento de dois solos lateríticos utilizados como subleitos em rodovias no estado do Rio Grande do Sul. Em posse dos resultados dos ensaios laboratoriais, dos levantamentos deflectométricos e da instrumentação das pistas, a autora constatou que com a redução do nível de água no subleito, há um aumento na sucção (medido através de tensiômetros instalados nas bordas e no canteiro central das pistas experimentais), provocando redução nos valores das deflexões no pavimento e, conseqüentemente, um aumento na vida útil do mesmo.

Salour et al. (2014) investigaram a influência da variação sazonal no módulo de resiliência de dois solos areno siltosos de subleito mediante o controle da sucção matricial. Foram selecionados dois solos de diferentes regiões da Suécia, denominados Luleå e Torpsbruk. Para ambos materiais, as amostras foram compactadas no teor ótimo de compactação. Os testes foram realizados em 3 teores de umidade, além da umidade ótima, correspondentes a um grau de saturação de 30%, 50% e próximo de 100%, obtidos a partir da imposição da sucção por meio da técnica de translação de eixos. Os autores verificaram que para o solo de Luleå, uma mudança no grau de saturação de 30% para um estado quase saturado resultou em uma redução de sucção matricial de 444 kPa para cerca de 7 kPa, reduzindo o módulo de resiliência em 51%. Para o solo de Torpsbruk, o decréscimo de sucção foi de 316 kPa para quase 0 kPa, devido ao menor teor de finos, resultando em uma redução de MR de 48%. Em contrapartida, um aumento na sucção matricial ocasionou um decréscimo das deformações recuperáveis e por conseguinte um acréscimo do módulo resiliente.

Figura 2.22 – Variação do MR em função do teor de umidade considerando um 100% GC (a); e em função do grau de compactação para amostra na OMC (b)



Fonte: Adaptado de Yang et al. (2005).

Ao estudar a incorporação do efeito da variação de umidade no módulo de resiliência de solos finos não saturados (A-4, A-6 e A-7-6) empregados em subleitos no estado da Louisiana/EUA, Abu-Farsakh et al. (2015) constataram que à medida que a umidade de compactação do solo aumenta, o módulo resiliente decresce. Os autores verificaram ainda que o MR diminui acentuadamente com o aumento da tensão desvio quando a umidade de compactação se encontra no ramo úmido. Já para as amostras compactadas no ramo seco, essa redução não é tão intensa. Para

eles, essa perda na rigidez do solo (redução do MR) pode ser atribuída tanto a uma diminuição na sucção matricial quanto a uma mudança na estrutura do solo à medida que o teor de umidade aumenta.

Freitas et al. (2020) estudaram os efeitos da umidade pós-compactação e da sucção na rigidez de dois solos tropicais de subleito do estado de Goiás, um de comportamento laterítico (LG') e outro de comportamento não laterítico (NS'). Para tanto, corpos de prova foram moldados no teor ótimo de compactação e submetidos a variações de umidade dentro de uma faixa de -5% a +2%. Os autores constataram um acréscimo no módulo resiliente com o decréscimo do grau de saturação, como esperado. O módulo de resiliência da maioria das amostras umedecidas não puderam ser determinados, devido às deformações excessivas no início do ensaio, evidenciando solos sensíveis à umidade. De modo geral, os efeitos foram mais significativos para o solo laterítico do que para o solo não laterítico, o que, segundo os autores, pode ser explicado pela diferença entre as curvas características dos materiais, relacionada à sucção matricial do solo. Como contribuição principal do artigo, desenvolveram um modelo de previsão do MR que incorpora os efeitos da sucção, apresentado adiante.

### *2.3.3.3 A influência da variação de umidade e da sucção na deformação permanente*

Em comparação com a vasta gama de pesquisas acerca da influência da sucção no módulo de resiliência, a relação entre a sucção e as deformações permanentes é um tema de pesquisa mais recente e pouco estudado, logo, a literatura não apresenta muitos estudos a respeito desta relação. Assim, os trabalhos apresentados na sequência englobam tanto a influência da sucção nas deformações permanentes, quanto a avaliação da variação do teor de umidade de compactação e pós-compactação no comportamento plástico dos materiais.

Além de avaliar a influência da variação de umidade e da sucção no módulo resiliente de dois materiais do estado americano do Wisconsin/EUA, Edil e Motan (1979) estenderam seu estudo à deformação permanente. No geral, quanto maior o teor de umidade de compactação e de pós-compactação, maior a deformação permanente. Como já citado, as amostras foram moldadas na umidade ótima, abaixo ( $W_{ótima-2\%}$ ) e acima desse valor ( $W_{ótima+2\%}$ ). Ao contrário do comportamento observado para o módulo de resiliência, a deformação permanente apresentou maior

dependência da umidade acima da ótima, apresentando rápido acréscimo da DP com o aumento do teor de umidade inicial e de pós-compactação. Para os dois materiais estudados, observou-se um decréscimo das deformações plásticas de cerca de 2,5 a 7 vezes com o aumento da sucção, dependendo da condição de compactação da amostra (abaixo, acima e na umidade ótima).

Bayomy e Al-Sanad (1993) avaliaram as características de deformação de solos arenosos de subleitos do Kuwait. Dentre os estudos, os autores verificaram a influência da umidade de compactação na deformação permanente. Para cada solo foram moldadas amostras em três diferentes teores de umidade:  $W_{ótima}$ ,  $W_{ótima} \pm 2\%$ . A deformação permanente se mostrou sensível tanto ao teor de umidade de compactação quanto ao nível de tensões aplicado. Quanto maior o teor de umidade inicial, maior a deformação permanente do solo. Quanto maior o nível de tensões, maior a diferença entre as deformações permanentes em comparação ao teor ótimo de compactação.

Muhanna et al. (1998) estudaram a deformabilidade de dois solos coesivos da Carolina do Norte/EUA, classificados como A-5 e A-6, usuais em subleitos rodoviários. Para o estudo foram utilizados diferentes níveis de tensões, bem como três teores de umidade de compactação: umidade ótima e umidade ótima  $\pm 2,5\%$ . Os autores observaram que tanto a deformação resiliente quanto a deformação permanente aumentaram com o acréscimo do teor de umidade inicial. A mesma tendência foi observada para o acréscimo do nível de tensões.

Em seu estudo, Guimarães (2001) constatou certa influência da umidade de compactação nas deformações permanentes de uma argila amarela do Rio de Janeiro e de uma laterita de Brasília. O autor ensaiou amostras em teores próximos da umidade ótima, com pequenas variações para ambos os ramos (seco e úmido). No geral, observou-se um acréscimo na deformação permanente para os corpos de prova mais úmidos (ramo úmido).

Guimarães (2009) estudou o impacto da variação de umidade de compactação na deformação permanente de alguns solos brasileiros. O autor verificou que, no geral, pequenos acréscimos na umidade de compactação resultam em maiores deformações permanentes. A variação de umidade inicial admitida pelos órgãos rodoviários ( $W_{ótima} \pm 2\%$ ), gerou uma diferença de valores de deformação permanente acumulada até 5 vezes maior, considerando solos argilosos e areias argilosas. Para um solo em específico (Tabatinga do Acre), o autor investigou a variação de umidade

pós-compactação, sendo as amostras umedecidas por capilaridade até uma umidade de aproximadamente 2% acima da ótima. A partir dessa análise, constatou que o ganho de umidade pós-compactação tornou o material muito deformável, com deformações plásticas iniciais excessivas, configurando a ruptura em termos práticos.

Em sua tese de doutorado, Rezende (2009) estudou o comportamento mecânico de alguns tipos de solos da microrregião de Viçosa/MG para projetos de pavimentos rodoviários. O pesquisador constatou que uma variação na umidade de compactação de aproximadamente 2% resulta em comportamentos distintos em relação às deformações permanentes. Para quatro das cinco amostras estudadas, percebeu-se o aumento das deformações permanentes acumuladas com o aumento do teor de umidade inicial.

Puppala et al. (2009) avaliaram a influência do teor de umidade de compactação, da tensão confinante e da tensão desvio na deformação permanente de três solos distintos (argila, silte e areia). A variável umidade foi considerada por meio da compactação de amostras na umidade ótima, no ramo seco e no ramo úmido. Em todos os casos, observou-se que a tensão desvio apresenta grande influência nas deformações permanentes, sendo essa relação diretamente proporcional, ou seja, quanto maior a tensão desvio, maior a DP. As amostras compactadas no ramo úmido apresentaram maiores deformações permanentes do que aquelas compactadas no ramo seco e no teor ótimo, como era de se esperar.

Núñez et al. (2011) apresentaram, em parte do seu estudo, os efeitos da variação de umidade de compactação no comportamento plástico de um solo saprolítico silto-arenoso com pedregulhos da região central do estado do Rio Grande do Sul. Para simular a aplicação do solo em pavimentos de baixo volume de tráfego, os ensaios triaxiais de cargas repetidas foram realizados considerando uma tensão confinante de 105 kPa e uma tensão desvio de 315 kPa, em amostras compactadas na umidade ótima e  $W_{ótima}+2\%$ . Enquanto no final do teste a deformação permanente axial do corpo de prova compactado na umidade ótima foi próxima a 4%, no corpo de prova compactado em 2% acima da ótima, a deformação permanente aumentou continuamente até a falha (colapso incremental). Os autores associaram esse comportamento a uma redução de cerca de 50% na sucção do solo com o acréscimo de umidade inicial (de 10 kPa para 5 kPa), deixando evidente a importância de se considerar a sucção do solo na análise de solos não saturados utilizados na pavimentação.

De modo a contribuir para o estudo da deformação permanente em solos de subleito, Ribeiro (2013) pesquisou a influência da umidade de compactação em um solo arenoso laterítico do estado de São Paulo. As amostras foram compactadas em três condições de umidade: umidade ótima e umidade ótima  $\pm 1,5\%$ . A autora afirma que, no geral, o aumento da umidade inicial causou um pequeno aumento da deformação permanente, tanto maior quanto maior a relação  $\sigma_d/\sigma_3$ .

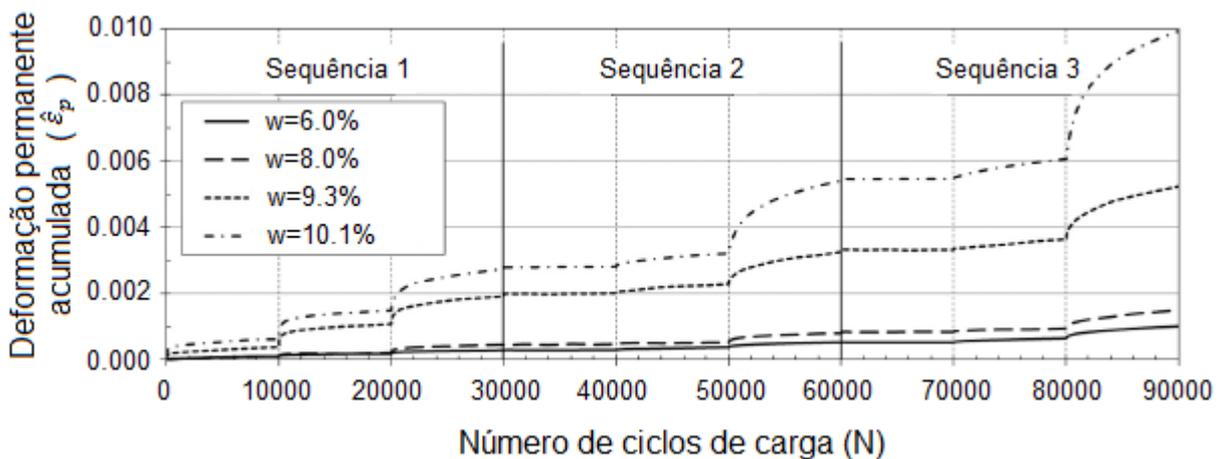
Venkatesh et al. (2016) estudaram a influência do teor de umidade e do nível de tensões no comportamento à deformação permanente de um solo coesivo de subleito da Índia. De modo a verificar a sensibilidade da deformação plástica acumulada à variação de umidade, amostras foram compactadas e testadas na umidade ótima de compactação, a 110% e a 120% desse teor. Os resultados mostraram que com o aumento do teor de umidade inicial há um aumento das deformações permanentes do material.

Como parte de seu estudo, Zhou e Ng (2016) estudaram o impacto da sucção nas deformações permanentes de um solo siltoso oriundo de Hong Kong. Para tanto, amostras foram compactadas no teor ótimo de compactação (sucção matricial de aproximadamente 95 kPa) e submetidas à três níveis de sucção (0 kPa, 30 kPa e 60 kPa) com o auxílio da técnica de translação de eixos, considerando um tempo de equalização de 4 a 10 dias. A partir dos resultados, observou-se que para um dado valor de tensão desvio, a deformação permanente para uma sucção de 0 kPa é quatro vezes maior do que para uma sucção de 60 kPa, ou seja, com a redução da sucção, há um considerável acréscimo nas deformações plásticas do solo.

Salour e Erlingsson (2017) estudaram as características de deformação permanente de dois solos areno siltosos, típicos de subleitos de diferentes regiões da Suécia (Luleå e Torpsbruk), por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas multiestágios. Usualmente, as deformações permanentes são obtidas por meio de ensaios triaxiais dinâmicos considerando um único par de tensões por corpo de prova, o que de certa forma não representa as condições de campo. O ensaio triaxial multiestágios foi introduzido de modo a simular uma variação de tensões mais próxima daquela imposta no pavimento, adotando vários pares de tensões aplicados em um único corpo de prova. Com o intuito de verificar a influência da variação de umidade e da sucção nas deformações permanentes, inicialmente foram moldadas amostras, de ambos materiais, na umidade ótima da curva de compactação. Com o auxílio das curvas características de cada solo, foram aplicados níveis de sucção em cada

amostra, de modo a se obter a umidade desejada, simulando variações na umidade pós-compactação. Em todos os casos, os quatro teores de umidade foram inferiores ou próximos à umidade ótima. Observando os resultados de um dos solos estudados (Figura 2.23), verifica-se que uma redução no teor de umidade resulta em um decréscimo relevante nas deformações permanentes, evidenciando a significativa influência da variação de umidade pós-compactação nos valores de DP.

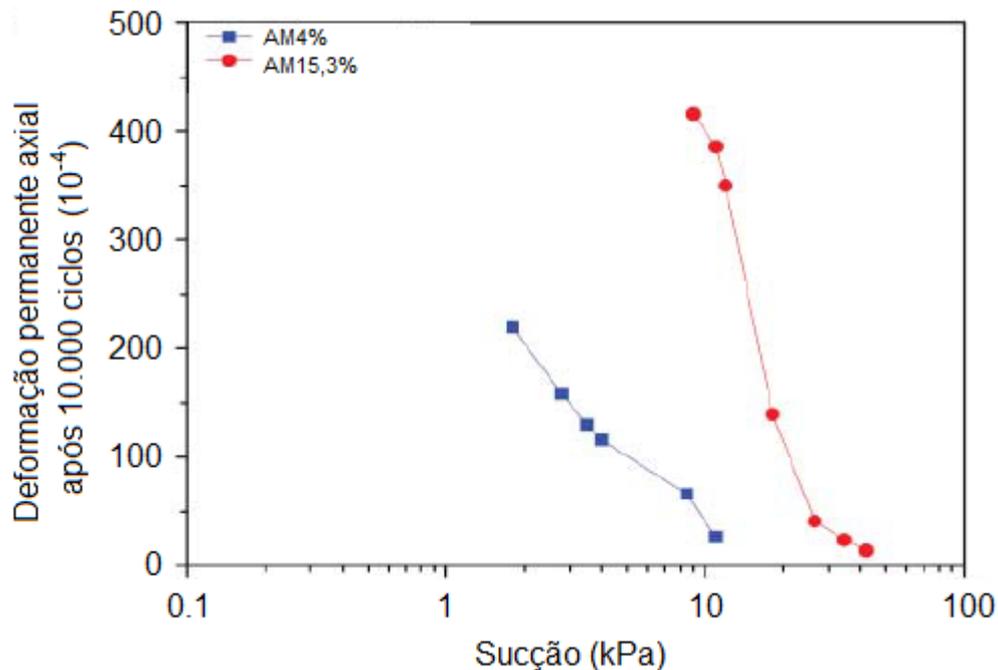
Figura 2.23 – Deformação permanente acumulada medida para diferentes teores de umidade pós-compactação para o solo de subleito Luleå



Fonte: Adaptado de Salour e Erlingsson (2017).

Jing et al. (2018) estudaram o comportamento plástico de uma areia fina de Missillac/França utilizada em pavimentos de baixo volume de tráfego, considerando variações nas condições iniciais de umidade e nos teores de finos. As amostras ensaiadas foram compactadas com umidades variando de 7% a 11% ( $\pm 2\%$  da umidade ótima) e diferentes teores de finos de 4%, 7,5% e 15,3%. Os resultados mostraram a significativa influência do teor de umidade e da fração de finos no comportamento à deformação permanente do material. A DP aumentou com o acréscimo de umidade, ao passo que a influência dos finos depende da sensibilidade das partículas finas à presença de água e do teor de umidade inicial. Por meio da curva característica do material (obtida pela técnica do papel filtro nas trajetórias de secagem e umedecimento) foi possível relacionar a deformação permanente final aos valores de sucção (Figura 2.24). Observa-se que a deformação permanente decresce significativamente com o aumento da sucção.

Figura 2.24 – Deformação permanente final após 10.000 ciclos para as amostras com teores de finos de 4% e 15,3% versus sucção



Fonte: Adaptado de Jing et al. (2018).

Lima et al. (2019b) avaliaram o comportamento à deformação permanente de quatro solos comumente utilizados em pavimentos flexíveis brasileiros, oriundos de diferentes regiões do país e com diferentes classificações MCT. Os autores utilizaram uma faixa de variação de umidade inicial de  $\pm 2\%$  da umidade ótima, com base no permitido pelas especificações técnicas rodoviárias. A metodologia consistiu em ensaios de DP nos seguintes estados de tensões: 0,080 MPa x 0,080 MPa; 0,080 MPa x 0,160 MPa e 0,080 MPa x 0,240 MPa. Esses três níveis de tensões foram definidos pois são representativos de tensões passíveis de ocorrência em campo, seja como material de subleito ou de base de pavimentos flexíveis. As deformações permanentes diminuíram com a redução da umidade inicial e aumentaram exponencialmente com o acréscimo desse teor. Alguns solos apresentaram deformações plásticas excessivas para o maior estado de tensões simulado. Os autores concluíram ainda que os solos com comportamento laterítico foram os que mais apresentaram sensibilidade à adição de umidade, o que não era esperado devido ao seu bom comportamento em campo, de modo geral. Para eles, uma possível explicação seria a forma da curva de compactação e sua relação com o grau de saturação dos solos, mais próximos da saturação para os solos com comportamento laterítico.

### 2.3.4 Modelos de previsão

Como visto, inúmeros são os fatores que podem influenciar o comportamento dos solos utilizados na pavimentação. Com o intuito de estimar as deformações permanentes e os valores de módulo resiliente a partir de diferentes variáveis, criaram-se os modelos de previsão. No geral, esses modelos procuram relacionar a deformabilidade do material com as propriedades físicas, estado e natureza do solo, número de solicitações de carga e estado de tensões atuantes na estrutura.

#### 2.3.4.1 Resposta resiliente - Módulo de resiliência

Os principais modelos matemáticos para previsão do módulo de resiliência, sintetizados na Tabela 2.5, relacionam a resposta resiliente com as tensões atuantes no material. Segundo Preussler (1978) e Svenson (1980), pioneiros no estudo do comportamento de solos a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas no Brasil, os primeiros modelos para obtenção do MR foram propostos por Hicks (1970)<sup>18</sup>.

Para solos granulares, Hicks (1970) propôs um modelo potencial simples e de boa aplicabilidade, até hoje muito utilizado no Brasil, que relaciona o módulo de resiliência com a tensão confinante (Equação 8). Para solos coesivos, o autor desenvolveu um modelo bilinear (Equação 7), por muito tempo utilizado para indicar o comportamento elástico desse tipo de solo, porém substituído pelo modelo potencial proposto por Svenson (1980) (Equação 9) devido às dificuldades para determinação do ponto de transição ( $k_1$  e  $k_2$ ).

Com a necessidade de incorporar o estado de tensões atuantes, visto alguns solos apresentarem sensibilidade a ambas tensões, o modelo composto (Equação 11) foi proposto por Pezo et al. (1992). Indicado para todos os tipos de solos, o modelo considera a influência conjunta da tensão confinante e da tensão desvio no valor do módulo de resiliência do material, sendo considerado aquele que melhor descreve o comportamento resiliente de solos utilizados no âmbito da pavimentação no Brasil (FERREIRA, 2002). Para materiais granulares que apresentam influência conjunta das tensões atuantes, o modelo que relaciona o MR e o primeiro invariante de tensões

---

<sup>18</sup> HICKS, R. G. **Factors influencing the resilient properties of granular materials**. Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California - Berkeley, 1970.

(soma de todas as tensões principais aplicadas ao corpo de prova no ensaio triaxial dinâmico), dado pela Equação 10, também é bastante utilizado.

Tabela 2.5 – Principais modelos de previsão do módulo de resiliência em função das tensões atuantes

Modelo / Autor (es)	Equação Matemática	
Argiloso Hicks (1970)	$M_R = k_2 + k_3(k_1 - \sigma_d), \text{ para } \sigma_d < k_1$ $M_R = k_2 + k_4(\sigma_d - k_1), \text{ para } \sigma_d > k_1$	(7)
Arenoso Hicks (1970)	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2}$	(8)
Areno-argiloso Svenson (1980)	$M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$	(9)
Areno-argiloso <sup>1</sup>	$M_R = k_1 \theta^{k_2}$	(10)
Combinado Pezo et al. (1992)	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$	(11)
Universal NCHRP 1-37A (2004)	$M_R = k_1 p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3}$	(12)
Constante <sup>1</sup>	$M_R = k = \text{constante}$	(13)

Notas: MR é o módulo de resiliência;  $\sigma_3$  é a tensão confinante;  $\sigma_d$  é a tensão desvio;  $\theta$  é o primeiro invariante de tensões ( $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$ );  $p_a$  é a pressão atmosférica;  $\tau_{oct}$  é a tensão de cisalhamento octaédrica ( $\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{2}\sigma_d$ );  $k_1, k_2, k_3$  e  $k_4$  são parâmetros dos modelos.

<sup>1</sup> Medina e Motta (2015).

O modelo universal não linear da AASHTO, indicado para obtenção do MR de materiais não tratados quimicamente utilizados na pavimentação, é apresentado na Equação 12. Esse é o modelo atualmente utilizado no guia de dimensionamento mecanístico-empírico da AASHTO – MEPDG (NCHRP 1-37A, 2004) para materiais granulares não ligados e materiais de subleito. De acordo com Takeda (2006), tanto o modelo composto quanto o modelo universal são capazes de representar, com precisão equivalente, a variação do módulo resiliente em função do estado de tensões, principalmente no que tange aos solos tipicamente brasileiros.

Existem ainda materiais utilizados na pavimentação em que o estado de tensões não influencia nos valores de módulo de resiliência. Segundo Motta e Medina (1988), esse comportamento é observado tanto em solos com elevada fração siltosa e baixos módulos resilientes quanto em solos lateríticos de MR elevado. Neste caso, o modelo mais indicado é o modelo constante, elástico-linear, citado na Equação 13.

Dependendo do contexto espacial do pavimento e da sua umidade de equilíbrio, a relação teor de umidade, sucção e módulo de resiliência torna-se relevante no que tange ao desempenho dos solos empregados na pavimentação. De modo a ponderar a contribuição dessas variáveis no MR, alguns autores propuseram modelos de previsão que levam em consideração esses elementos, os quais encontram-se sintetizados na Tabela 2.6.

Dos nove modelos apresentados, somente dois foram desenvolvidos por pesquisadores nacionais, a partir de solos tropicais brasileiros. Gonçalves (1999) propôs um modelo baseado no comportamento resiliente de um solo areno-argiloso de comportamento laterítico, cujas variáveis sucção e tensão desvio se relacionam com o MR por meio de funções potenciais, como pode ser constatado na Equação 14. Já a equação proposta por Freitas et al. (2020), exposta na Equação 23, foi embasada em dois solos tropicais, um laterítico e um não laterítico, levando em consideração as condições não saturadas desses materiais, ressaltando tanto os efeitos da variação de umidade quanto da sucção. Vale ressaltar que esse modelo foi validado com outros seis solos provenientes de clima temperado, mostrando-se igualmente satisfatório para a previsão da rigidez de solos com diferentes formações e graus de laterização.

Quanto aos modelos internacionais, destacam-se as equações propostas pela NCHRP 1-37 A (2004), por Yang et al. (2005) e por Sawangsuriya et al. (2009), que diferentemente da grande maioria, não derivam do modelo universal da AASHTO (Equação 12). A NCHRP 1-37A (2004) desenvolveu uma equação que incorpora o conceito do modelo climático integrado aprimorado (EICM), prevendo as alterações no MR devido às mudanças no grau de saturação dos solos (Equação 15). Yang et al. (2005) propuseram um modelo, apresentado na Equação 16, que prevê o efeito da variação de umidade no módulo resiliente, por meio da sucção do solo, utilizando o conceito de tensões efetivas e assumindo a poro-pressão do ar igual a zero. Sawangsuriya et al. (2009) desenvolveram equações empíricas que descrevem a relação entre o módulo resiliente normalizado e a sucção matricial, embasadas em uma série de testes conduzidos em quatro solos finos de subleito. Esses modelos podem ser utilizados para estimar o módulo de resiliência em uma determinada sucção, a partir do módulo de resiliência em condições ótimas de compactação (Equação 18) ou em seu estado de saturação (Equação 19).

Tabela 2.6 – Modelos de previsão do módulo de resiliência com incorporação das variáveis associadas à umidade (umidade, grau de saturação e sucção)

Modelo / Autor (es)	Equação Matemática	
Gonçalves (1999)	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \psi^{k_3}$	(14)
EICM NCHRP 1-37A (2004)	$\log\left(\frac{M_R}{M_{R-opt}}\right) = a + \frac{(b-a)}{1 + \exp\left[\ln\frac{-b}{a} + k_m(S - S_{opt})\right]}$	(15)
Yang et al. (2005)	$M_R = k_1 \cdot (\sigma_d + \chi_w \psi)^{k_2}$	(16)
Liang et al. (2008)	$M_R = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta + \chi_w \psi}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$	(17)
Sawanguriya et al. (2009)	$M_{R_{opt}} = \frac{M_{rs}}{M_{rs,opt}} = -0,24 + 0,25 \log(u_a - u_w)$	(18)
	$M_{R_{sat}} = \frac{M_{rs}}{M_{rs,sat}} = -5,61 + 4,54 \log(u_a - u_w)$	(19)
Khoury et al. (2009a)	$M_R = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(k_4 + \frac{\tau_{oct}}{p_a}\right)^{k_3} + \alpha_1 (u_a - u_w)^{\beta_1}$	(20)
Abu-Farsakh et al. (2015)	$M_R = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta + \Theta^k \psi}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a}\right)^{k_3}$	(21)
Zhang et al. (2018)	$M_R = k_0 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\psi}{p_a} + 1\right)^{k_1} \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$	(22)
Freitas et al. (2020)	$M_R = e^{k_1 - k_2(w - w_{opt})} \cdot \psi^{k_3} \cdot \Delta^{k_4}$	(23)

Notas:  $M_R = M_{rs}$  é o módulo de resiliência para qualquer teor de umidade, grau de saturação ou sucção;  $M_{R-opt} = M_{rs,opt}$  é o módulo de resiliência do material no teor de umidade ótimo (obtido por meio do modelo universal apresentado na Equação 12);  $M_{rs,sat}$  é o módulo de resiliência para a condição de saturação;  $\sigma_d$  é a tensão desvio;  $\theta$  é o primeiro invariante de tensões ( $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$ );  $p_a$  é a pressão atmosférica;  $\tau_{oct}$  é a tensão de cisalhamento octaédrica ( $\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{2}\sigma_d$ );  $\psi = (u_a - u_w)$  é a sucção do solo;  $(S - S_{opt})$  é a variação no grau de saturação;  $a$  é o mínimo de  $\log(M_R/M_{R-opt})$ ;  $b$  é o máximo de  $\log(M_R/M_{R-opt})$ ;  $\chi_w$  é o parâmetro de Bishop para solos não saturados: ( $\chi_w = ((u_a - u_w)_b / (u_a - u_w))^{0,55}$ ), segundo Khalili e Khabbaz (1998);  $(u_a - u_w)_b$  é o valor de entrada de ar, equivalente a sucção matricial onde o ar começa a entrar nos macroporos do solo;  $\Theta$  é o teor de umidade normalizado;  $k$  é igual a  $1/n$ , sendo  $n$  o parâmetro de ajuste do modelo de Fredlund e Xing (1994);  $w-w_{opt}$  é a diferença entre um teor de umidade qualquer e a umidade ótima;  $\Delta$  é a variável do estado de tensões que tem a maior correlação com o MR;  $k_0, k_1, k_2, k_3, k_4, k_m, \alpha_1$  e  $\beta_1$  são parâmetros dos modelos.

Os modelos provenientes do modelo universal da AASHTO apresentam como principal diferença a disposição da variável sucção dentro da equação. Em alguns casos, a sucção do solo é incorporada juntamente ao estado de tensões, como pode-se constatar nas Equações 17 e 21, respectivamente desenvolvidos por Liang et al.

(2008) e Abu-Farsakh et al. (2015). Em outros, como nas equações propostas por Khoury et al. (2009a) e Zhang et al. (2018), expostas respectivamente nas Equações 20 e 22, a sucção é disposta em um termo independente do estado de tensões.

A equação proposta por Abu-Farsakh et al. (2015) deriva do modelo de Liang et al. (2008), substituindo o parâmetro de Bishop pelo teor de umidade normalizado e acrescentando nesse mesmo termo o parâmetro  $n$  do modelo de Fredlund e Xing (1994) para o ajuste da SWCC. Esse parâmetro representa a mudança na sucção matricial devido às mudanças no teor de umidade, dependendo da declividade da SWCC, e assim considerando, ainda que de forma implícita, o tipo de solo. A equação proposta por Khoury et al. (2009a) provém da modificação do modelo relatado por Gupta et al. (2007), a partir da redução do número de parâmetros de regressão para melhor prever os valores de MR devido à variação da sucção. Já o modelo proposto por Zhang et al. (2018) inclui um termo extra no modelo universal, que associa a sucção matricial ao MR a partir de uma relação potencial construída pelos autores.

#### 2.3.4.2 Resposta plástica - Deformação permanente

Segundo Lekarp et al. (2000), os principais modelos de previsão encontrados na literatura descrevem o acúmulo de deformação permanente em função do número de aplicações de carga ou em função das tensões aplicadas. Há ainda, alguns modelos que combinam ambas variáveis. Um dos modelos constitutivos mais antigos, proposto por Barksdale (1972)<sup>19</sup> e citado por Guimarães (2009), relaciona a deformação permanente com o número de solicitações de carga por intermédio de uma função logarítmica, como é possível observar na Equação 24.

$$\varepsilon_p = a + b.\log(N) \quad (24)$$

Onde:

$\varepsilon_p$  é a deformação específica plástica;

$N$  é o número de repetições de carga;

$a$  e  $b$  são os parâmetros de regressão para um determinado nível de tensão.

---

<sup>19</sup> BARKSDALE, R. D. Laboratory evaluation of rutting in base course materials. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, London, **Proceedings...**, pp. 161-174, 1972.

O modelo de Monismith, presente em Monismith et al. (1975), constitui um modelo potencial simples, que relaciona as deformações permanentes com o número de ciclos (Equação 25). Segundo os autores, o coeficiente A depende da história de tensões, do nível de tensão e das condições de umidade. Já o coeficiente B é função somente do tipo de solo.

$$\varepsilon_p = A.N^B \quad (25)$$

Onde:

$\varepsilon_p$  é a deformação permanente;

A e B são parâmetros do modelo;

N é o número de repetições de carga.

Para Guimarães (2001), o modelo de Monismith é um modelo simplificado que representa bem o comportamento à deformação permanente tanto de solos argilosos como de solos granulares. Porém, aspectos como o número de ciclos de carregamento, energia e umidade de compactação, estado de tensões, tipo de solo, frequência de carregamento e dimensões do corpo de prova devem ser observados. Segundo o autor, geralmente os parâmetros são obtidos para até 10.000 ciclos de carregamento, o que tende a superestimar a deformação quando o número de repetições de carga é grande. Os demais fatores influenciam os parâmetros do modelo, resultando em alterações na DP. O mesmo autor constatou ainda que, à medida que o material apresenta a condição de *shakedown*, o modelo de Monismith reduz sua acurácia.

De modo a corrigir o problema relacionado ao número de aplicações de carga e à possível ocorrência do *shakedown*, Guimarães et al.<sup>20</sup> (2004 apud Medina e Motta, 2015) propuseram limitar o uso do modelo de Monismith até o número de ciclos de ocorrência do *shakedown* ( $N_{SD}$ ), no qual a taxa de deformação não é nula (Equação 26). Para um número de solicitações acima do  $N_{SD}$ , os autores indicam a Equação 27.

$$\varepsilon_p = A.N^B \text{ para } N \leq N_{SD} \quad (26)$$

$$\varepsilon_p = C.N + D \text{ para } N > N_{SD} \quad (27)$$

---

<sup>20</sup> GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G; MEDINA, J. Considerações sobre o modelo de Monismith de previsão de deformação permanente em solos sujeitos a cargas repetidas em pavimentos. In: 35ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Rio de Janeiro, **Anais...**, em CD, 2004.

Onde:

C e D são os coeficiente de uma reta de declividade muito pequena ou nula;

Nsd é o número de ciclos para atingir a condição de *shakedown*.

Em sua tese de doutorado, Guimarães (2009) propôs um modelo que inclui, além do número de ciclos de aplicação de carga, a contribuição das tensões atuantes na previsão das deformações permanentes. Segundo o autor, o modelo constitui uma ferramenta matemática que descreve de forma satisfatória o comportamento observado nos ensaios triaxiais de laboratório. O modelo, expresso pela Equação 28, apresentou grande aceitação, sendo inserido no novo método de dimensionamento de pavimentos flexíveis nacional – MeDiNa.

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} (N)^{\psi_4} \quad (28)$$

Onde:

$\varepsilon_p^{esp}$  é a deformação permanente específica;

$\sigma_3$  é a tensão confinante;

$\sigma_d$  é a tensão desvio;

$\rho_0$  é a tensão de referência (pressão atmosférica);

$N$  é o número de ciclos de aplicação de carga;

$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$  são os parâmetros do modelo.

Puppala et al. (2009) sugerem um modelo de previsão da deformação permanente que leva em consideração além dos efeitos do número de ciclos, os efeitos individuais das tensões desvio e confinante. A formulação é apresentada na Equação 29. De modo a validar a equação proposta, os autores ainda compararam os resultados obtidos pelo modelo com os dados presentes em Monismith et al. (1975). No geral, observou-se uma boa acurácia nos resultados.

$$\log(\varepsilon_p) = \log \alpha_1 + \alpha_2 \log N + \alpha_3 \log(\sigma_{oct}/\sigma_{atm}) + \alpha_4 \log(\tau_{oct}/\sigma_{atm}) \quad (29)$$

Onde:

$\varepsilon_p$  é a deformação permanente;

$N$  é o número de aplicações de carga;

$\sigma_{oct} = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ ;

$$\tau_{oct} = (\sqrt{2/3})(\sigma_1 - \sigma_3);$$

$\sigma_{atm}$  é a tensão de referência (pressão atmosférica de 100 kPa);

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  são constantes do modelo.

Rahman e Erlingsson (2015) desenvolveram um modelo simples para previsão da deformação permanente de materiais granulares (Equação 30), cuja principal vantagem é o pequeno número de parâmetros do modelo. Segundo os autores, o modelo é indicado para ensaios triaxiais de estágio único, usualmente utilizados, porém pode ser aplicado aos ensaios multi-estágios usando a abordagem de tempo de enrijecimento de Erlingsson e Rahman (2013). Salour et al. (2016) estudaram a aplicabilidade deste modelo para dois solos areno-siltosos de subleito. Para os autores, a equação proposta por Rahman e Erlingsson (2015) apresentou desempenho satisfatório, confirmando seu potencial para ser utilizado em uma ampla gama de materiais empregados na pavimentação.

$$\hat{\epsilon}_p(N) = aN^{bS_f}S_f \quad (30)$$

Onde:

$\hat{\epsilon}_p(N)$  é a deformação permanente acumulada após N número de aplicações de carga;

$a, b$  são parâmetros de regressão do modelo, relacionados ao material;

$S_f$  descreve o efeito das tensões no desenvolvimento das deformações permanentes ( $S_f = \frac{(q/p_a)}{(p/p_a)^\alpha}$ );

$q$  é a tensão desvio;

$p$  é a tensão hidrostática (um terço da soma das tensões principais);

$\alpha$  é o parâmetro determinado utilizando a análise de regressão;

$p_a$  é a pressão atmosférica igual a 100 kPa.

Assim como na busca por pesquisas associadas a relação umidade, sucção e deformação permanente, poucos foram os dados encontrados na literatura acerca de modelos de previsão que relacionassem essas variáveis às deformações plásticas. Neste contexto, destacam-se as pesquisas de Ribeiro (2013), Jing et al. (2018) e Lima (2020).

Ribeiro (2013) propôs um modelo preditivo, apresentado na Equação 31, que considera o número de ciclos de aplicação de carga, a umidade de compactação e a

razão entre as tensões desvio e confinante. Essa equação foi desenvolvida com base nos resultados experimentais de um solo arenoso laterítico compactado em diferentes teores de umidade iniciais ( $w_{ótima} \pm 1,5\%$ ).

$$\varepsilon_p = \theta_1 \cdot N^{\theta_2} \cdot (\sigma_d/\sigma_3)^{\theta_3} \cdot w^{\theta_4} \quad (31)$$

Onde:

$\varepsilon_p$  é a deformação permanente (%);

N é o número de aplicações de carga;

$\sigma_d/\sigma_3$  é a razão de tensões;

w é a umidade de compactação (%);

$\theta_1, \theta_2, \theta_3$  e  $\theta_4$  são parâmetros do modelo.

A partir do estudo da influência do teor de finos e da umidade de compactação na deformação permanente de uma areia fina do noroeste da França, Jing et al. (2018) propuseram um modelo, baseado no modelo de Horny et al. (1993)<sup>21</sup>, que relaciona ambas variáveis com as deformações permanentes (Equação 32). Segundo os autores, o modelo apresentou uma boa modelagem na previsão das deformações permanentes, porém com necessidade de seis parâmetros para calibração do modelo. Assim, sugeriram substituir as variáveis (teor de finos e umidade) pela sucção, de modo a reduzir o número de parâmetros que afetam o comportamento mecânico do solo. A Equação 33 apresenta o modelo em função da sucção.

$$\varepsilon_1 = a \cdot \left(\frac{w}{k}\right)^{o \cdot (cc)^u} \cdot \left(1 - \left(\frac{N}{N_0}\right)^{\left(\frac{k'}{w}\right) + o' \cdot cc}\right) \quad (32)$$

$$\varepsilon_1 = b \cdot \left(\frac{S}{S^*}\right)^d \cdot \left(1 - \left(\frac{N}{N_0}\right)^{e \cdot \ln(S/S_a) + f}\right) \quad (33)$$

Onde:

$\varepsilon_1$  é a deformação permanente axial ( $10^{-4}$ );

w é o teor de umidade (%);

<sup>21</sup> HORNYCH, P.; CORTE, J. F.; PAUTE, J. L. Etude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées. **Bulletin Des Laboratoires Des Ponts Et Chaussées**, 184, pp. 45-55, 1993.

$cc$  é o teor de finos passante na peneira de 75  $\mu\text{m}$  (%);

$S$  é o valor de sucção (kPa);

$S^*$  é o valor de sucção do ponto de interseção dos caminhos de secagem e umedecimento;

$N_0$  é o número de ciclos anterior à primeira medição;

$N$  é o número de ciclos;

$S_a = 100$  kPa;

$a, k, o, u, k', o', b, d, e, f$  são constantes do modelo.

Lima (2020) propôs um modelo de previsão de deformação permanente que considera os efeitos da umidade de compactação, com base na equação de Guimarães (2009). A equação desenvolvida pela autora, apresentada na Equação 34, foi embasada em quatro solos tropicais de diferentes classificações, sendo válida, a priori, para as condições de umidade ótima e acima da ótima.

$$\varepsilon_p(\%) = \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_{atm}} \psi_0 \cdot \frac{\sigma_d}{\sigma_{atm}} \psi_1 \cdot N \psi_2 \right) \cdot \left( \psi_3 \cdot w + \psi_4 \cdot \left( \frac{\sigma_d}{\sigma_{atm}} \cdot w \right) + \psi_5 \cdot \left( \frac{\sigma_d}{\sigma_{atm}} \cdot w^2 \right) + \psi_6 \cdot w^2 \right) \quad (34)$$

Onde:

$\varepsilon_p(\%)$  é a deformação permanente;

$\psi_{0-i}$  são os parâmetros de regressão;

$N$  é o número de ciclos de aplicação de carga;

$\sigma_3$  é a tensão confinante;

$\sigma_d$  é a tensão desvio;

$\sigma_{atm}$  é a pressão atmosférica;

$w$  (%) é o teor de umidade de compactação (umidade ótima e acima da ótima).

Como visto, no decorrer dessa seção foram abordadas algumas questões importantes acerca dos efeitos da água no pavimento, do comportamento mecânico de solos para pavimentação e sobretudo sobre a influência da sucção na deformabilidade desses materiais. Buscou-se apresentar as possíveis respostas mecânicas de solos não saturados frente à variação de umidade e da sucção. O exposto evidenciou a relevância do assunto, bem como a carência de estudos a respeito da relação deformação permanente/sucção, deixando clara a necessidade de ampliação do conhecimento e de mais avanços nessa linha de pesquisa, principalmente a nível nacional.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentados os materiais adotados e o conjunto de técnicas utilizadas na investigação experimental visando atender aos objetivos do presente trabalho. Por questões de organização, optou-se por dividi-lo em cinco partes. Inicialmente é apresentado o planejamento da pesquisa, incluindo a exposição de um fluxograma simplificado das atividades executadas. Na sequência são apresentadas as características gerais das áreas de empréstimo e os locais de coleta das amostras. Na etapa seguinte são apresentadas as técnicas utilizadas na caracterização física dos solos, incluindo os sistemas de classificação abordados. Posteriormente, apresentam-se os ensaios que compõem a caracterização química e mineralógica dos materiais em estudo. Por fim, os ensaios referentes à caracterização hidromecânica e microestrutural dos solos são descritos com detalhes.

#### 3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

Como exposto na introdução do presente trabalho, o objetivo principal desse estudo consiste em avaliar a influência da sucção na deformabilidade de três solos de subleitos rodoviários do estado do Rio Grande do Sul. Além do enfoque principal, algumas contribuições secundárias, como o estudo de diferentes metodologias e umidades de compactação e os seus efeitos sobre a deformabilidade dos solos, e a influência da granulometria e gênese dos solos na relação entre a sucção e deformabilidade dos materiais também constituem o escopo dessa tese.

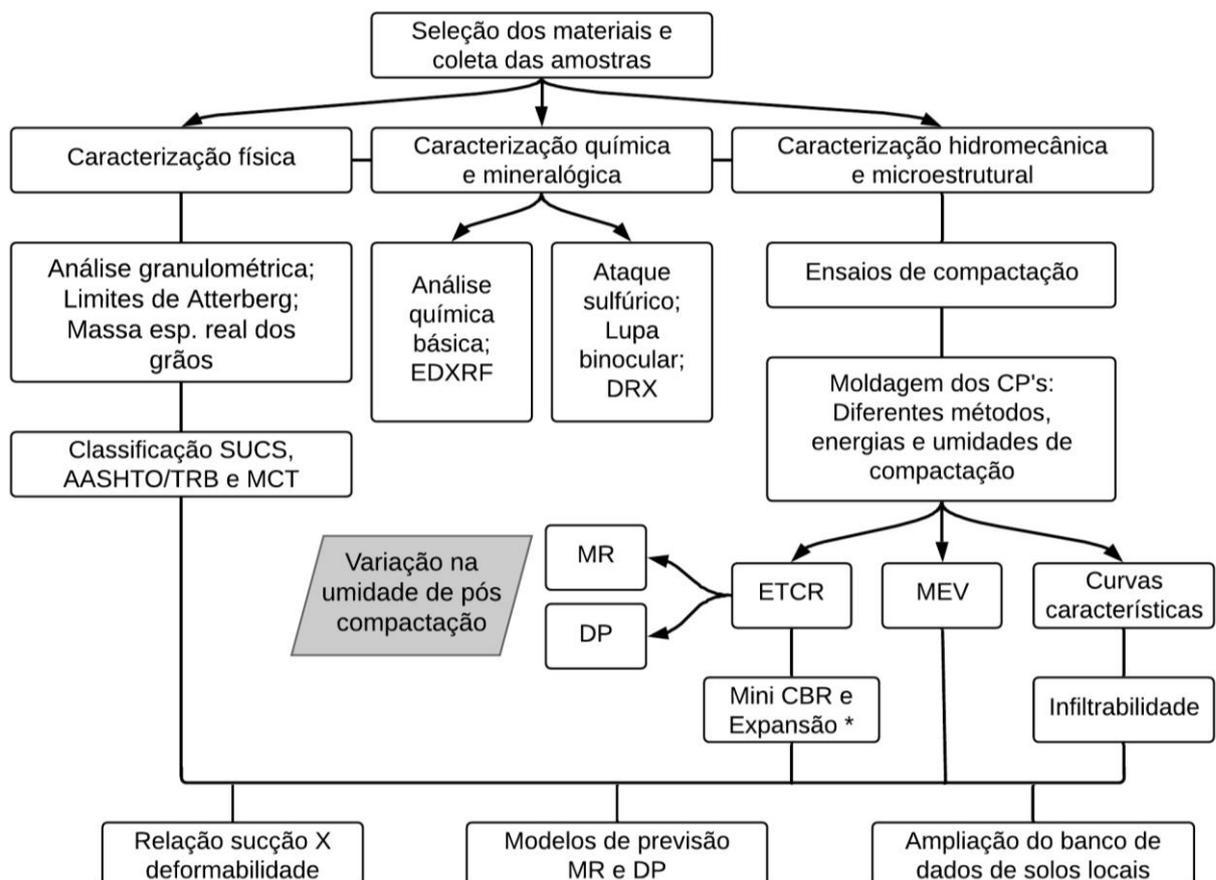
Desta forma, o planejamento da pesquisa foi construído de modo a atender os objetivos inicialmente relatados. Para tanto, procurou-se dividir esse planejamento em etapas, que encontram-se sintetizadas no fluxograma apresentado na Figura 3.1.

Inicialmente realizou-se uma ampla caracterização física, química e mineralógica, de modo a conhecer detalhadamente a composição do solo, sua origem geológica e os processos envolvidos em sua formação. Na etapa seguinte, estimou-se como o método, a umidade e a energia de compactação interferem na estrutura dos solos e como se procedeu essa resposta frente a caracterização microestrutural. Posteriormente, direcionando ao objetivo primordial do estudo, foram construídas as curvas características solo-água, por meio de duas técnicas distintas, e considerando as diferentes condições de compactação propostas (método, umidade e energia de

compactação). Na sequência, os ensaios triaxiais dinâmicos foram realizados de modo a quantificar a rigidez e a deformação permanente dos solos em estudo, além de mensurar os efeitos intrínsecos do processo de compactação e da variação de umidade pós-compactação na deformabilidade desses materiais.

A partir deste programa experimental foi possível atingir os objetivos propostos nesta tese, evidenciando os efeitos da sucção na deformabilidade dos solos utilizados na pavimentação e, conseqüentemente, no desempenho de pavimentos flexíveis construídos em regiões de clima tropical, além de propor a inserção desse parâmetro nos modelos de previsão de MR e DP e de contribuir para a ampliação do banco de dados das características hidromecânicas dos solos do estado do Rio Grande do Sul. Ademais, acredita-se que esta pesquisa tenha contribuído ainda para a disseminação do assunto, sobretudo no que tange à relevância da sucção no comportamento dos solos não saturados.

Figura 3.1 – Fluxograma das atividades realizadas nessa pesquisa



Fonte: Autora.

Nota: \* Além do ensaio de expansão associado ao ensaio de Mini-CBR, realizaram-se ainda ensaios de expansibilidade LNEC.

### 3.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS ÁREAS DE EMPRÉSTIMO E COLETA DAS AMOSTRAS

O estado do Rio Grande do Sul é considerado o maior estado da região sul do Brasil em termos de medida de superfície, compreendendo uma área de 281.737,888 km<sup>2</sup>, conforme dados do IBGE (2016). Sua estrutura geológica-geomorfológica é bem diferenciada, dividindo-se em quatro regiões distintas: Escudo Sul-Riograndense, Planalto Meridional, Depressão Central e Planície Litorânea. O panorama geológico do estado, em específico, abrange três grandes domínios geológicos que podem ser citados em ordem cronológica de formação, segundo Kaul (1990): Terrenos Pré-Cambrianos (Província Mantiqueira), Bacia do Paraná (Província Paraná) e Cobertura de Sedimentos Cenozóicos (Província Costeira).

Em termos de classificação climática geral, de acordo com o sistema proposto por Koeppen (1948), o Rio Grande do Sul encontra-se inserido no tipo fundamental Cf, caracterizado por chuvas durante todos os meses do ano, subdividido em duas variedades específicas: Cfa e Cfb. A área climática Cfa, denominada subtropical, é característica de regiões com temperatura do ar média no mês mais quente superior a 22°C, ao passo que a variedade Cfb (temperado) representa áreas com temperatura do ar média do mês mais quente inferior a 22°C. Ambas variedades apresentam temperatura do ar média do mês mais frio compreendida entre 3°C e 18°C (MORENO, 1961). A temperatura do ar média anual varia de 15°C a 18°C, com mínimas absolutas de até -10°C e máximas de 40°C. A precipitação pluviométrica é bem distribuída ao longo do ano, com acumulados anuais que variam de 1200 mm a aproximadamente 1800 mm, conforme a região analisada. Em relação à classificação de Thornthwaite (1948), o estado apresenta os tipos climáticos Ar, B<sub>4r</sub>, B<sub>3r</sub>, B<sub>2r</sub> e B<sub>1r</sub> quanto ao índice de umidade (Im), apontando regiões úmidas e perúmidas com pouca ou nenhuma deficiência hídrica, e B'<sub>4 a'</sub>, B'<sub>3 a'</sub>, B'<sub>2 a'</sub>, B'<sub>1 a'</sub> quanto ao índice de eficiência térmica (ET), indicativos de clima mesotérmico (KUNCHTNER E BURIOL, 2001).

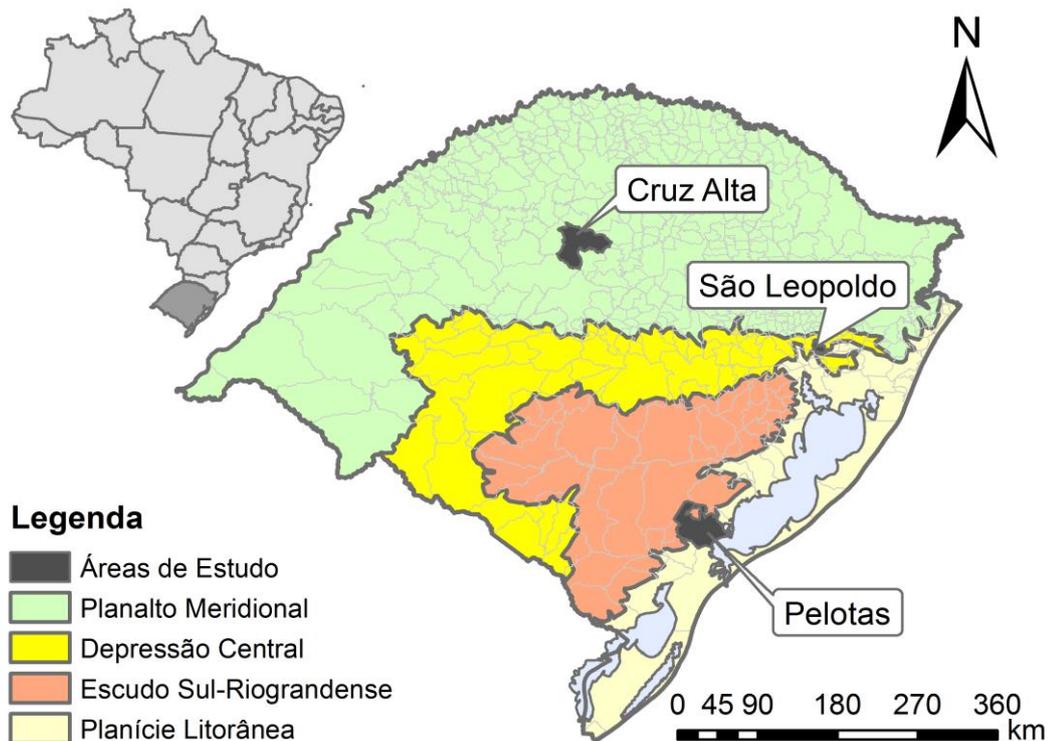
Como consequência da complexidade da formação geológica e da ação climática existente, o Rio Grande do Sul apresenta uma grande variedade de tipos de solos sob o aspecto pedológico, incluindo latossolos, argissolos, cambissolos, alissolos, nitossolos, gleissolos e chernossolos. Nesse contexto, desde o princípio uma das premissas presentes no escopo do trabalho consistia em definir solos em diferentes regiões do estado do Rio Grande do Sul, com gênese, relevos e

características pedogenéticas distintas, que representassem uma parcela dos solos constituintes de subleitos rodoviários da sua respectiva região ou que apresentassem potencial para uso na pavimentação. Isso resultou em um dos objetivos específicos definidos nesta tese, que busca verificar o quanto as características inerentes ao processo de formação do solo impactam na relação sucção/deformabilidade desses materiais.

Assim, foram definidas três áreas de empréstimo, localizadas nas cidades de Cruz Alta, Pelotas e São Leopoldo. Ressalta-se que as escolhas não foram realizadas de forma aleatória, mas aliada a outras pesquisas em andamento e projetos futuros de trechos a serem monitorados pelo grupo de pesquisas GEPPASV/UFSM.

A Figura 3.2 apresenta o mapa de localização das regiões de estudo dentro do território do Rio Grande do Sul. Ao analisar esta figura, pode-se observar que cada uma delas encontra-se em uma estrutura geológica-geomorfológica distinta. Assim, em face das diferenças apresentadas, uma breve descrição das características geológicas, geomorfológicas e pedológicas, bem como dos aspectos climáticos de cada uma dessas regiões são apresentados na sequência.

Figura 3.2 – Mapa de localização das regiões de estudo desta tese



Fonte: Autora.

Nota: Base cartográfica – Biblioteca Digital da Fepam.

### 3.2.1 Aspectos geológicos e geomorfológicos

Segundo Leinz (1949), durante a Era Mesozóica, há 135 milhões de anos, o hemisfério sul sofreu atividades vulcânicas muito intensas. Dentre as áreas atingidas, pode-se destacar a Índia, a África do Sul e a América do Sul. Uma vasta área do sul do Brasil e dos países adjacentes constitui-se de rochas basálticas oriundas desse vulcanismo. Nesse contexto, segundo dados do CPRM (2006), Cruz Alta localiza-se na porção central do Planalto Norte-Riograndense, a uma altitude de 452 m em relação ao nível do mar, assente sobre a parte final do derrame basáltico da Bacia do Paraná, Grupo São Bento, Formação Serra Geral. Peate et al. (1992) afirmam que o magmatismo dessa formação é dominado por derrames de basaltos, basalto andesitos, riolitos e riolitos. Particularmente, a área de empréstimo se encontra no Fácies Gramado, que se refere a um conjunto de derrames basálticos granulares finos a médio com intercalações com os arenitos da Formação Botucatu.

No âmbito geomorfológico, a cidade de Pelotas encontra-se localizada em uma zona de transição, como é possível observar na Figura 3.2. A área urbana (zonas leste e sudeste) localiza-se sobre a Planície Costeira, caracterizada por baixas altitudes, próxima ao nível do mar. Em contrapartida, o interior do município (zonas oeste e noroeste) encontra-se assente sobre o Escudo Sul-Riograndense, na fisiografia Serras de Sudeste, com altitudes variando de 100 m a 400 m em certos pontos. Essa diferença geomorfológica impacta na geologia da região, sendo esta constituída de depósitos eólicos de areia siltico-argilosos mal selecionados (Formação Graxaim) e cinturões graníticos-gnáissicos do período pré-cambriano, respectivamente. A área de empréstimo encontra-se inserida na zona central do Cinturão Móvel Dom Feliciano, Domínio Pelotas, Província Mantiqueira, situada no Complexo Granito-Gnáissico Pinheiro Machado. Essa estrutura geológica-geomorfológica se originou na era Neoproterozóica, há cerca de 850 milhões de anos, e compreende rochas metamórficas e ígneas, variando de gnaiss granítico a granodiorito, a que se associam anfíbolitos, quartzitos, xistos e mármore (KAUL, 1990; CPRM, 2006).

Segundo IBGE (1986), durante a individualização da Bacia do Paraná, esta apresentou dois períodos evolutivos bem definidos. O primeiro, entre o Paleozóico e o Mesozóico, foi marcado pela formação intracratônica de uma bacia sedimentar. A partir do Mesozóico, os processos magmáticos superaram os sedimentares, originando a Formação Serra Geral, o que de certa forma, influenciou a deposição de

sedimentos após a sua formação. O município de São Leopoldo encontra-se localizado no encontro das unidades geomorfológicas Depressão Central e Planície Costeira, englobando ambos períodos evolutivos. A área de empréstimo provém do primeiro período evolutivo da Província Paraná, há aproximadamente 250 milhões de anos, que compreende cerca de 51,5 km<sup>2</sup> do município. Nessa região ocorrem litologias correlacionáveis ao Grupo Passa Dois, Formação Pirambóia, compostos de arenitos síltico-argilosos, médios a muito finos, de coloração rósea a avermelhada, eólicos com intercalações fluviais (CPRM, 2006). Sobreposta a essa formação pode-se encontrar afloramentos da Formação Botucatu, caracterizado por arenitos de granulometria média a fina rósea, com grãos foscos bem arredondados e com alta esfericidade, de ambiente continental desértico, depositado por agentes eólicos (BIGARELLA E SALAMUNI, 1961; CAETANO-CHANG E WU, 2006; MILANI et al., 2007; SOARES et al., 2008). Além dos aspectos geológicos citados, São Leopoldo apresenta ainda regiões onde há a ocorrência da Formação Rio do Rastro (Grupo Passa Dois) e de Depósitos Aluvionares e Colúvio-aluviais mais recentes.

### **3.2.2 Aspectos pedológicos**

Em relação à pedogênese dos solos, a região de Cruz Alta é representativa de latossolos vermelho-escuros de textura média argilosa (IBGE, 2002). Segundo Moser (1990), solos enquadrados nesse grupo apresentam baixa capacidade de permuta de cátions, baixos teores de silte e teor de óxido de ferro (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) na faixa de 8% a 18%. Quando de textura média são geralmente bastante profundos e fortemente drenados, desenvolvidos em áreas de relevo plano e suave ondulado, em avançado estágio de intemperização. Caracterizam-se por grande homogeneidade ao longo do seu perfil, mineralogia de fração argila predominantemente caulinítica ou caulinítica-oxídica, que reflete em valores de relação K<sub>i</sub> baixos, inferiores a 2,2, e praticamente ausência de minerais primários suscetíveis ao intemperismo (IBGE, 2015).

Pelotas, por sua vez, abrange duas classificações pedológicas: planossolo solódico de textura arenosa/média e média/argilosa e podzólico vermelho-amarelo distrófico (atual argissolo vermelho-amarelo). A área de empréstimo encontra-se em uma região onde predominam argissolos de coloração vermelho-amarelo, distróficos, com textura média/argilosa e média/argilosa cascalhenta, pouco profundos a profundos (50 cm – 200 cm), característicos de relevo ondulado e suave ondulado,

bem drenados. Nesses solos, o horizonte B geralmente apresenta acúmulo significativo de argila e baixos teores totais de óxidos de ferro (5% a 10%). Apresentam como característica marcante um aumento de argila do horizonte superficial (horizonte A) para o subsuperficial B que é do tipo textural, geralmente acompanhado de boa diferenciação também de cores e outras características (IBGE, 2002; IBGE, 2015).

A pedologia exata da área de empréstimo situada em São Leopoldo se confunde ao podzólico vermelho-amarelo álico (atual argissolo vermelho-amarelo) com textura arenosa/argilosa, arenosa/média e média/argilosa; e ao podzólico vermelho-escuro álico com textura média/argilosa. Segundo Moser (1990), este último apresenta um horizonte B com baixa atividade, cuja fração argila apresenta predomínio de caulinita e óxidos, sendo a hematita o óxido de ferro preponderante (variando de 5% a 15%), responsável pela coloração avermelhada dos solos desta classe. Destaca-se que ambas classificações ocorrem em áreas de relevo desde suave ondulado a fortemente ondulado, caracterizando solos bem drenados, com profundidade variável.

### **3.2.3 Aspectos climáticos**

Quanto ao clima, todas as áreas de estudo apresentam clima subtropical, com as quatro estações do ano bem definidas, sendo enquadradas na classificação Cfa, conforme Koeppen (1948). Quanto à classificação climática de Thornthwaite (1948), Pelotas e São Leopoldo encontram-se em zonas enquadradas como B<sub>2r</sub> B'<sub>3</sub> a' e Cruz Alta em uma área classificada como B<sub>4r</sub> B'<sub>3</sub> a', considerada mais úmida que as demais.

Cruz Alta é a região que apresenta a maior taxa de precipitação média anual acumulada, entre 1600 mm a 1700 mm, com média sazonal em torno de 400 mm. Os índices pluviométricos de São Leopoldo apresentam uma média anual na faixa de 1400 mm a 1500 mm, e média sazonal de 375 mm. Pelotas, por sua vez, apresenta os menores índices em relação à precipitação, sendo a média sazonal em torno de 300 mm e média anual variando entre 1200 mm e 1300 mm. Em todas as localidades, a estação com menor precipitação é o outono, mais especificamente no mês de março. Em relação ao período mais chuvoso, verificam-se divergências. Em Cruz Alta, a pluviosidade se concentra na primavera, sendo o mês de outubro o mais chuvoso. Para Pelotas e São Leopoldo, o período mais chuvoso é o inverno, destacando-se o mês de julho (CPRM, 2011; SDPI, 2014).

São Leopoldo apresenta as temperaturas do ar médias anuais mais elevadas, na faixa de 20°C a 21°C, sendo os verões muito quentes e os invernos mais brandos do estado, com médias sazonais de 17°C no inverno e de 24°C no verão. A região de Cruz Alta apresenta temperatura do ar média anual na faixa de 18°C a 19°C, sendo a máxima (média sazonal) igual a 23°C no verão e a mínima de 14°C no inverno. Por se encontrar localizado na região austral do Rio Grande do Sul, Pelotas apresenta uma temperatura do ar média anual um pouco inferior quando comparada à Cruz Alta, variando de 17°C a 18°C. A média sazonal mínima é de 12°C no inverno e a máxima de 22°C no verão (SDPI, 2014).

### 3.2.4 Pontos de coleta e amostragem dos solos

A coleta dos três materiais adotados nessa pesquisa foi realizada de forma semelhante, composta de aproximadamente 800 kg de amostras deformadas, extraídas de diferentes pontos de extração (taludes e aterros rodoviários) e horizontes de formação. A Tabela 3.1 apresenta as informações detalhadas desses locais, tais como coordenadas geográficas e códigos para fins de análise. Destaca-se que esses códigos foram criados com as iniciais de cada cidade, de modo a facilitar a abordagem dos diferentes solos no decorrer das análises.

Tabela 3.1 – Informações detalhadas dos pontos de coleta dos solos dessa pesquisa

Pontos de Coleta	Horizonte	Localização	Coordenadas		Código
			Latitude	Longitude	
Talude – BR 158	BC	Cruz Alta/RS	28°40'20,5" S	53°35'37,3" W	Solo CA
Aterro – BR 116	-	Pelotas/RS	31°29'36,1" S	52°12'54,0" W	Solo PE
Talude – CRVR	C	São Leopoldo/RS	29°44'33,3" S	51°11'40,6" W	Solo SL

Fonte: Autora.

O primeiro material adotado para compor este estudo é o solo CA, localizado no município de Cruz Alta, no centro-norte do estado do Rio Grande do Sul. Esse solo foi escolhido por ser um material representativo de origens magmáticas extrusivas, proveniente de derrames basálticos na Bacia do Paraná, que ocupam uma área considerável do território riograndense (LEINZ, 1949). Além disso, esse material já

vem sendo investigado por outros pesquisadores acerca de sua erodibilidade e reologia (FERNANDES, 2020; TAVARES, 2020) e a presente pesquisa visa contribuir para sua completa caracterização para fins de pavimentação.

A coleta do solo CA foi realizada no horizonte de transição BC de um talude localizado no interior de uma área privada que fica às margens da BR 158/RS, próximo ao entroncamento com a rodovia RS 342 e ao Parque de Exposições do município. A escolha do horizonte de coleta foi embasada no nível do subleito da BR 158/RS, que aparentemente se encontra em uma região de corte. Uma visão geral da área da jazida e da composição do perfil do solo é apresentada na Figura 3.3.

Figura 3.3 – Vista do local de coleta e perfil do solo CA



Fonte: Autora.

Como é possível observar, o perfil é composto por 0,30 m de horizonte A moderado, com coloração vermelho escura, sem presença de matéria orgânica, porém com muitas gramíneas. O horizonte B latossólico apresenta uma espessura de aproximadamente 2,5 m, assente sobre o horizonte C, composto de material de alteração, que se encontra localizado na base do talude. Nota-se que a sequência de horizontes (A, B e C) é pouco diferenciada, com transição difusa entre si, dando a impressão do horizonte B estar em continuidade com o horizonte A. A diferença mais nítida está na transição entre o horizonte B e o horizonte C, dada a coloração vermelho

escuro mosqueado do material de alteração. Vale salientar que o talude apresenta diferentes graus de elevação, visto seguir o relevo do local. No ponto mais elevado, o horizonte de alteração chega a apresentar 5 m de espessura.

O segundo material utilizado nessa pesquisa, denominado solo PE, encontra-se localizado na cidade de Pelotas, ao sul do Rio Grande do Sul. Esse solo se caracteriza por compor a fundação de importantes rodovias da região, sendo empregado no subleito de um dos trechos da duplicação da BR 116/RS. O referido trecho já foi (SANTOS, 2016) e está sendo objeto de estudos de campo e laboratório realizados pelo grupo de pesquisas, sendo no futuro possivelmente elencado como trecho monitorado pela UFSM, justificando a adoção desse material para a composição do presente estudo. Além disso, esse lote da duplicação encontra-se em uma zona de plantio de arroz, caracterizada por regiões alagadiças, cujo pavimento pode vir a sofrer a interferência de água em sua fundação, remetendo a um cenário completamente alinhado aos principais estudos dessa tese.

Diferentemente do solo CA, a coleta do solo PE foi feita diretamente no corpo do aterro do trecho mencionado, mais especificamente no km 493, com a colaboração do DNIT de Pelotas/RS. Esse material é proveniente da jazida JR 03, licenciada pelo consórcio executor da obra de duplicação, cujas coordenadas geográficas podem ser consultadas em Santos (2016). Em virtude da coleta ter sido realizada diretamente do corpo do aterro, inicialmente fez-se a retirada do material pétreo oriundo da base e sub-base do pavimento que por ventura pudesse vir a contaminar o solo a ser extraído. A Figura 3.4 ilustra o local antes e após a retirada do material utilizado nessa pesquisa.

O terceiro e último material (solo SL) utilizado neste estudo situa-se dentro dos limites da Companhia Riograndense de Valorização de Resíduos - CRVR, no município de São Leopoldo, porção leste do estado do Rio Grande do Sul. O solo nesta área é caracterizado como produto de rochas sedimentares, comuns na região. A escolha desse material teve por finalidade avaliar um material pouco utilizado na pavimentação, devido as suas características de formação, mas com potencial para tal aplicação. Além disso, pretende-se complementar os estudos geotécnicos realizados por pesquisadores da UFRGS (NÚÑEZ, 1991; RODRIGUES, 1997; WERK, 2000; WEBER, 2013) acerca de solos da região metropolitana de Porto Alegre.

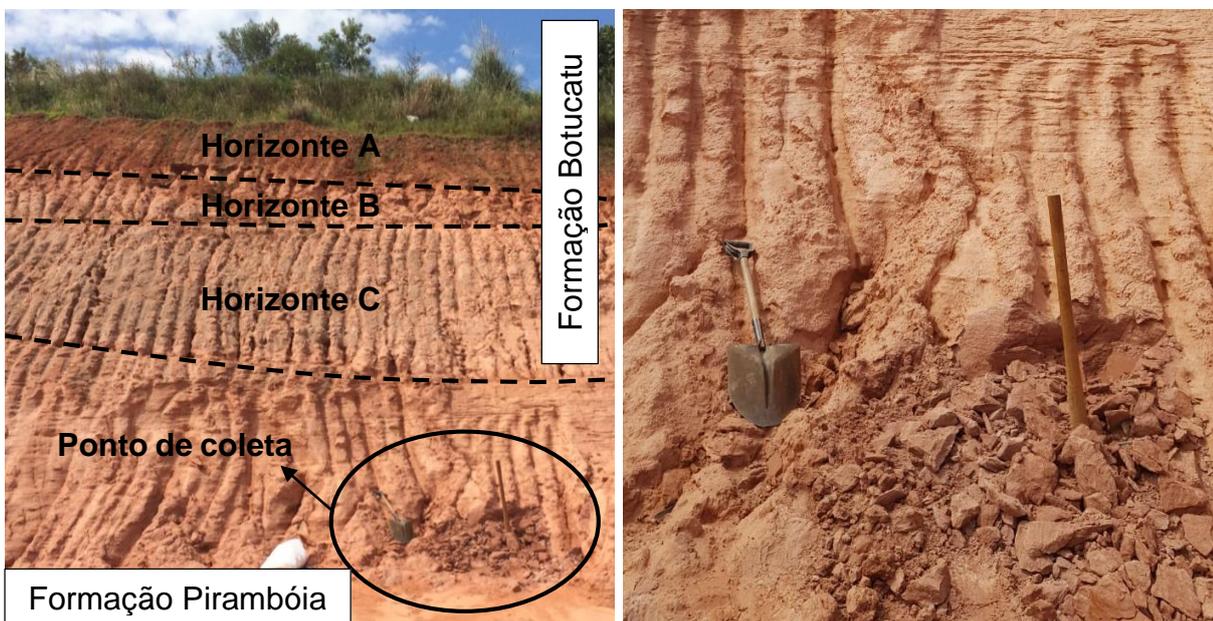
A Figura 3.5 apresenta uma vista geral do talude de retirada das amostras deformadas do solo SL, destacando a transição dos horizontes de formação do solo e o ponto exato de coleta desse material.

Figura 3.4 – Ponto de coleta do solo PE



Fonte: DNIT (2018); Autora.

Figura 3.5 – Ponto de coleta e vista dos horizontes do talude de extração do solo SL



Fonte: Autora.

O perfil de solo apresentado evidencia que há o encontro de duas formações do primeiro período evolutivo da geologia da região. A Formação Pirambóia encontra-se sotoposta à Formação Botucatu. Nota-se a transição bem delimitada dos horizontes referentes à Formação Botucatu e o contato bem visível entre as diferentes

formações, tanto em relação à coloração quanto à direção de assentamento do solo. A coleta das amostras foi feita na base do perfil geotécnico, como mostra o detalhe apresentado na Figura 3.5, englobando somente o solo residual de arenito proveniente da Formação Pirambóia.

### **3.2.5 Armazenamento e preparação dos materiais**

Após a coleta dos materiais, estes foram encaminhados ao laboratório de materiais de construção civil – LMCC/UFSM para posterior preparação. Devido ao grande montante de material coletado, cada um dos solos foi inicialmente submetido à secagem ao ar, destorroado em porções e na sequência misturado. Em uma lona, fez-se a homogeneização de aproximadamente 400 kg de material, repetindo-se o processo para os 400 kg restante. Cada material foi então separado em sacos de aproximadamente 30 kg, que foram acondicionados em local livre de umidade.

## **3.3 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS**

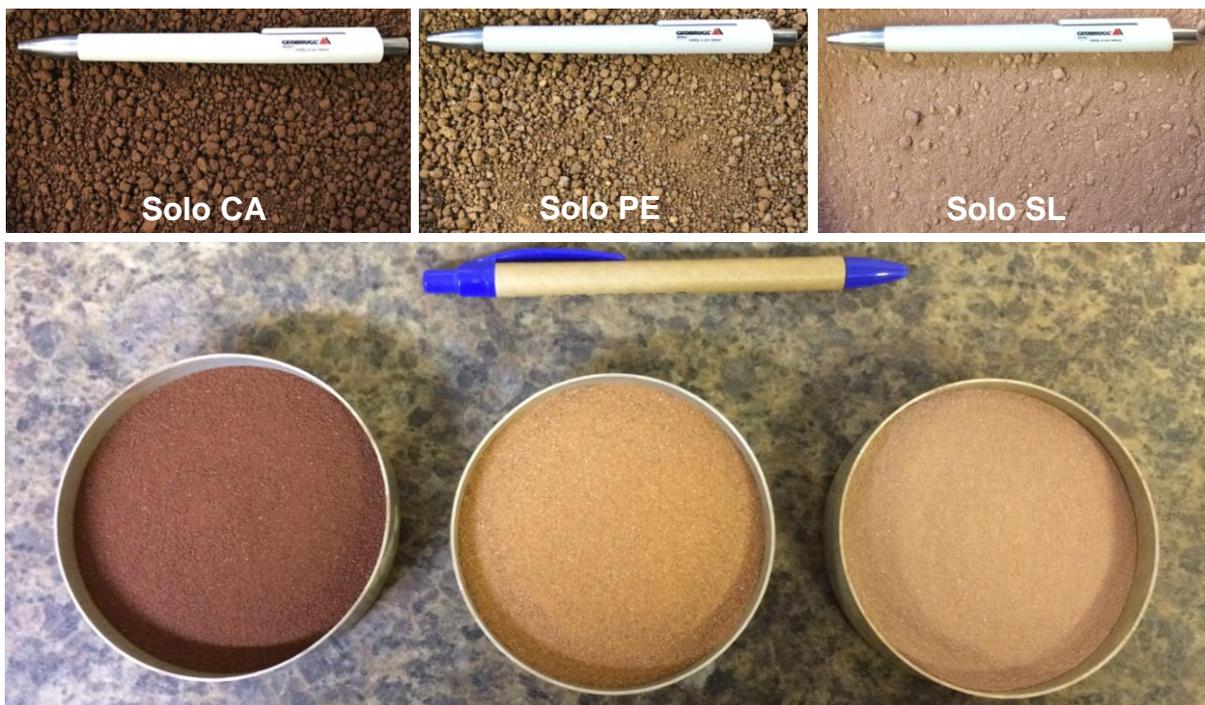
A caracterização física dos materiais foi composta pelos ensaios clássicos da Mecânica dos Solos: análise granulométrica, limites de Atterberg e massa específica real dos grãos. Esses ensaios foram realizados em triplicata, afim de se obter resultados em função de uma média, com maior precisão.

A preparação das amostras foi feita com base nas recomendações da norma NBR 6457 (ABNT, 2016), sendo o aspecto visual de cada um dos solos após o peneiramento nas malhas 4,8 mm e 0,42 mm evidenciado na Figura 3.6. A massa específica real dos grãos foi obtida pelo método do picnômetro, normatizado pela NBR 6458 (ABNT, 2016). Os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade foram realizados conforme diretrizes apresentadas na NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente. Já a curva granulométrica foi obtida com e sem o uso de hexametáfosfato de sódio (agente defloculante), com a finalidade de analisar indiretamente a presença de solos tropicais, a partir do nível de agrupamento e floculação das partículas de menores dimensões. A normativa utilizada foi a NBR 7181 (ABNT, 2016).

Na sequência, com base nos resultados obtidos nos ensaios clássicos, foi possível classificar os solos pelos sistemas de classificação tradicionais: o sistema

unificado de classificação de solos – SUCS e o sistema de classificação rodoviário da AASHTO/TRB. Ambas classificações foram feitas com base nas porcentagens passantes na peneira de número 200 (abertura de 0,075 mm), limites de liquidez e índices de plasticidade. No que tange à classificação MCT (miniatura, compactado, tropical), seus índices classificatórios ( $c'$ ,  $d'$  e  $e'$ ) foram obtidos por meio de ensaios, realizados em duplicata, de acordo com as diretrizes apresentadas nas normativas rodoviárias DNER ME 258/1994 e DNER ME 256/1994. A análise dos resultados foi feita com base no ábaco de classificação MCT proposto por Nogami e Villibor (1981) e na classificação transicional MCT-M proposta por Vertamatti (1988).

Figura 3.6 – Aspecto visual dos solos após a preparação das amostras para os ensaios de caracterização física



Fonte: Autora.

### 3.4 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA E MINERALÓGICA

Os aspectos químicos e mineralógicos são de suma importância no que tange ao estudo das propriedades e comportamento dos solos não saturados. Essas características aliadas à caracterização física dos solos contribuem para uma compreensão mais consistente quanto aos mecanismos de caráter químico, físico e

biológico que ocorrem durante o processo de formação dos solos (grau de intemperismo e processos pedogenéticos) e seu posterior comportamento geotécnico em campo.

Neste contexto, a caracterização químico-mineralógica dos solos adotados nesta pesquisa foi realizada por meio de análises químicas básicas, fluorescência de raios X, ensaio de ataque sulfúrico, reconhecimento visual por lupa binocular e ensaios de difração de raios X.

#### **3.4.1 Análise química básica**

As análises químicas básicas foram realizadas com o intuito de se conhecer o pH, a capacidade de troca catiônica – CTC e o teor de matéria orgânica presente nos materiais. Esses parâmetros auxiliam na caracterização dos solos de forma direta e indireta, principalmente a partir da correlação entre a acidez do solo e o seu processo de formação e evolução, e a identificação do grupo de argilominerais predominante na fração fina dos solos por intermédio da CTC.

Para a realização dessas análises foram enviadas ao Laboratório de Análise de Solos do Centro de Ciências Rurais - CCR da Universidade Federal de Santa Maria amostras representativas de cada material, com aproximadamente 200 g de solo passante na peneira de número 10 (abertura de 2,0 mm).

#### **3.4.2 Fluorescência de raios X (EDXRF)**

A espectrometria de fluorescência de raios X é considerada uma técnica potencial para determinação da composição química de amostras de solos e rochas. O método consiste na incidência de raios X em elementos do solo (raios X primários), os quais liberam raios X secundários (efeito da fluorescência) que podem ser detectados e analisados. A presença e a quantificação dos elementos presentes numa amostra são relacionadas com a posição e a intensidade do pico em função da energia aplicada (TEIXEIRA et al., 2017a). Dentre os elementos químicos que podem ser identificados estão: alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), sílica ( $\text{SiO}_2$ ), ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), potássio ( $\text{K}_2\text{O}$ ), titânio ( $\text{TiO}_2$ ), magnésio ( $\text{MgO}$ ), manganês ( $\text{MnO}$ ), fósforo ( $\text{P}_2\text{O}_5$ ), zircônia ( $\text{ZrO}_2$ ) e enxofre ( $\text{SO}_3$ ).

Esse ensaio foi realizado no Laboratório de Análises Químicas – LACHEM da UFSM, utilizando o espectrômetro de fluorescência de raios X por energia dispersiva, modelo Bruker S2 Ranger, ilustrado na Figura 3.7a. Esse espectrômetro permite a análise de amostras sólidas, líquidas ou em pó. Nessa pesquisa, optou-se pela análise em pó, pulverizando os solos, previamente secos ao ar, com o auxílio de almofariz e utilizando cerca de 7 g de material passante na peneira de número 325 (abertura de 0,044 mm). Durante a preparação das amostras para o ensaio de EDXRF, destaca-se que algumas precauções como a correta limpeza da peneira e do almofariz e a não utilização de utensílios metálicos foram adotadas, de modo a evitar possíveis contaminações do solo com elementos alheios a sua composição.

Com a finalidade de complementar os ensaios de fluorescência de raios X, foram realizados ensaios de perda ao fogo a partir das recomendações da norma NBR NM 18 (ABNT, 2012). A perda ao fogo quantifica principalmente a porcentagem de água estrutural e interplanar presente no solo. Além disso, estima a água de hidróxidos e hidroxilas dos minerais secundários, e a volatilização de compostos como sulfetos, sulfatos, carbonatos e matéria orgânica.

O processo de preparação das amostras foi semelhante ao realizado para os ensaios de fluorescência. Do material passante na peneira de número 325, separou-se, com o auxílio de uma balança de precisão, duas amostras de solo de  $1 \text{ g} \pm 0,0001 \text{ g}$  (Figura 3.7b). Posteriormente, tais amostras foram submetidas a duas etapas de aquecimento. Inicialmente, os conjuntos (solos + recipientes de porcelana) foram dispostos em estufa, a  $105^{\circ}\text{C}$ , por 24 horas. Na sequência, estes foram acondicionados em um forno de ignição (Figura 3.7c) e submetidos a uma temperatura de  $1000^{\circ}\text{C}$ , durante o período de 3 horas. Por não haver uma norma específica para o ensaio de perda ao fogo em solos, esse intervalo de 3 horas foi definido com base nas recomendações usuais para a determinação da matéria orgânica desses materiais e na normativa NBR NM 18 (ABNT, 2012) que sugere um período mínimo de 50 minutos para a determinação da perda ao fogo do cimento Portland. Finalizada a calcinação dos solos, foi possível calcular o índice de perda ao fogo desses materiais, dado pela diferença de massa das amostras após os dois ciclos térmicos de aquecimento. A Equação 35 expressa essa relação em termos percentuais.

$$PF = \frac{m_{105^{\circ}\text{C}} - m_{1000^{\circ}\text{C}}}{m_{105^{\circ}\text{C}}} \times 100 \quad (35)$$

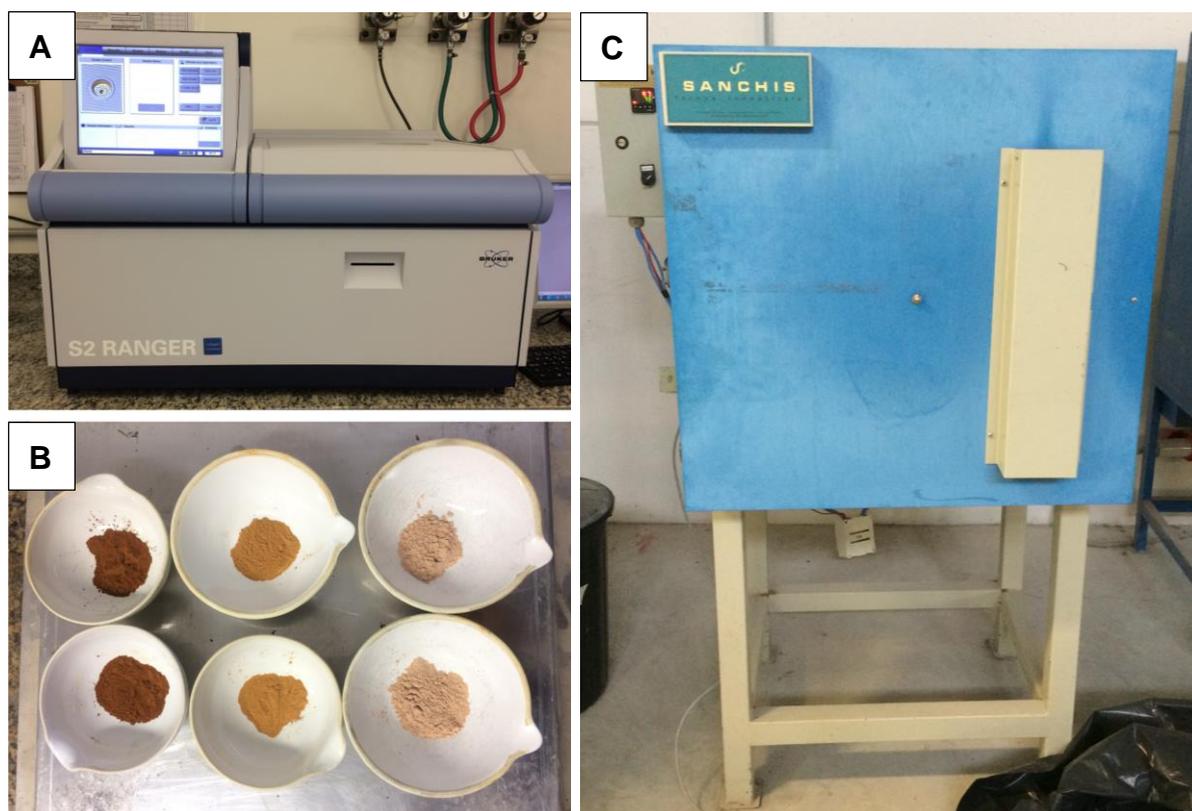
Onde:

PF é o índice de perda ao fogo, em porcentagem (%);

$m_{105^{\circ}\text{C}}$  é a massa da amostra após o aquecimento a  $105^{\circ}\text{C}$ , em gramas (g);

$m_{1000^{\circ}\text{C}}$  é a massa da amostra após o aquecimento a  $1000^{\circ}\text{C}$ , em gramas (g).

Figura 3.7 – Espectrômetro de fluorescência de raios X modelo Bruker S2 Ranger (a); Amostras utilizadas no ensaio de perda ao fogo (b); e forno de ignição empregado na calcinação a  $1000^{\circ}\text{C}$  (c)



Fonte: Autora.

### 3.4.3 Ataque sulfúrico

O princípio do ensaio de ataque sulfúrico se encontra na solubilização de amostras de solo com ácido sulfúrico diluído ( $\text{H}_2\text{SO}_4$ ), visando a determinação das relações moleculares  $K_i$  e  $K_r$ , que permitem avaliar os estágios de intemperização dos solos. O extrato sulfúrico produzido pressupõe que somente minerais secundários (argilominerais) são dissolvidos e, assim, os percentuais de ferro, alumínio, sílica e titânio são próximos aos da fração coloidal do solo (TEIXEIRA et al., 2017b).

Os parâmetros  $K_i$  e  $K_r$  são determinados pelas Equações 36 e 37, respectivamente. O coeficiente  $K_i$  indica a relação molecular entre a sílica e a alumina, enquanto o índice  $K_r$  representa a relação sílica/sesquióxidos presentes na fração fina do solo (DNER ME 030/1994).

$$K_i = \frac{(\%SiO_2)}{(\%Al_2O_3)} \cdot 1,70 \quad (36)$$

$$K_r = \frac{(\%SiO_2/60)}{\left[ \left( \frac{\%Al_2O_3}{102} \right) + \left( \frac{\%Fe_2O_3}{160} \right) \right]} \quad (37)$$

Onde:

$\%SiO_2$  é a concentração de  $SiO_2$  total no solo, em  $g.kg^{-1}$ ;

$\%Al_2O_3$  é a concentração de  $Al_2O_3$  total no solo, em  $g.kg^{-1}$ ;

$\%Fe_2O_3$  é a concentração de  $Fe_2O_3$  total no solo, em  $g.kg^{-1}$ .

Para solos finos, quanto menor for o valor de  $K_i$ , mais intemperizado será o solo, pois menor será o valor da sílica e maior o de alumina. Isso significa que, por meio de processos pedogenéticos, já houve remoção parcial e/ou total da sílica e posterior concentração do alumínio (BAPTISTA et al., 1998). Valores de  $K_i$  inferiores a 2,0 indicam um solo maduro (altamente intemperizado), ao passo que  $K_i > 2,0$  se referem a solos jovens, pouco intemperizados. Em relação ao coeficiente  $K_r$ , a presença de solos lateríticos se dá para uma faixa de valores variando de 1,33 a 2,0, enquanto que solos não lateríticos apresentam valores de  $K_r$  superiores a 2,0.

Neste estudo, os ensaios de ataque sulfúrico foram realizados pelo Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, a partir de amostras deformadas representativas dos solos, com granulometria inferior a 2,0 mm.

#### 3.4.4 Lupa binocular

A lupa binocular foi utilizada na avaliação da fração granular dos solos, permitindo realizar um reconhecimento visual dos minerais constituintes da fração analisada e auxiliando na caracterização mineralógica (informações sobre o material

de origem e meio de transporte das partículas) e no grau de alteração e evolução pedogenética dos solos.

A preparação das amostras consistiu em separar cerca de 100 g de solo retido na peneira de número 10 (abertura de 2 mm) e mantê-lo, por um período de 24 horas, em imersão juntamente com agente defloculante (hexametáfosfato de sódio). Essa solução foi lavada, com água destilada, na peneira de abertura 0,075 mm e posteriormente levada à estufa, a uma temperatura de 105°C, para secagem. O material resultante do processo de lavagem e secagem foi utilizado nas análises visuais, realizadas no laboratório de Geologia Ambiental da UFSM, em um microscópio estereoscópico da marca Olympus, modelo SZ 40, que permite aproximações de 6,7x a 40x (oculares de 10x).

### 3.4.5 Difratometria de raios X (DRX)

A difração de raios X (DRX) consiste na incidência de um feixe monocromático de raios X sobre o material a ser analisado, onde o feixe interage com os átomos presentes na amostra, originando o fenômeno da difração. A medida do feixe difratado resulta em um espectro de difração (difratograma), a partir do qual é possível realizar a caracterização mineralógica do solo. Esse gráfico relaciona a intensidade de radiação medida pelo detector com o ângulo de espalhamento  $2\theta$ , que é o ângulo entre o feixe incidente e o feixe difratado (AMORIM, 2007). Assim, se o comprimento de onda dos raios X é conhecido e o ângulo  $\theta$  estabelecido experimentalmente, o valor da distância interplanar,  $d$ , pode ser determinada com o auxílio da Lei de Bragg (Equação 38).

$$n\lambda = 2d\sin\theta \quad (38)$$

Onde:

$n$  é um número inteiro, positivo e diferente de zero que representa a ordem da reflexão;

$\lambda$  é o comprimento de onda dos feixes de raios X difratados;

$d$  é a distância interplanar basal do mineral, em angstrom Å;

$\theta$  é o ângulo de difração.

Para a compreensão dos resultados, parte-se do princípio de que dois minerais distintos não possuem exatamente as mesmas distâncias interatômicas nas três dimensões. Desta forma, os ângulos de difração determinados caracterizam os diferentes tipos de minerais (FERREIRA et al., 2015). Segundo Resende et al. (2011) e Motta (2016), além da identificação dos minerais, o ensaio de DRX auxilia na determinação do grau de cristalinidade, na concentração do mineral e no tamanho das partículas: quanto menor e mais largo o pico obtido no difratograma, pior o grau de cristalinidade e menor o tamanho da partícula e a concentração do mineral.

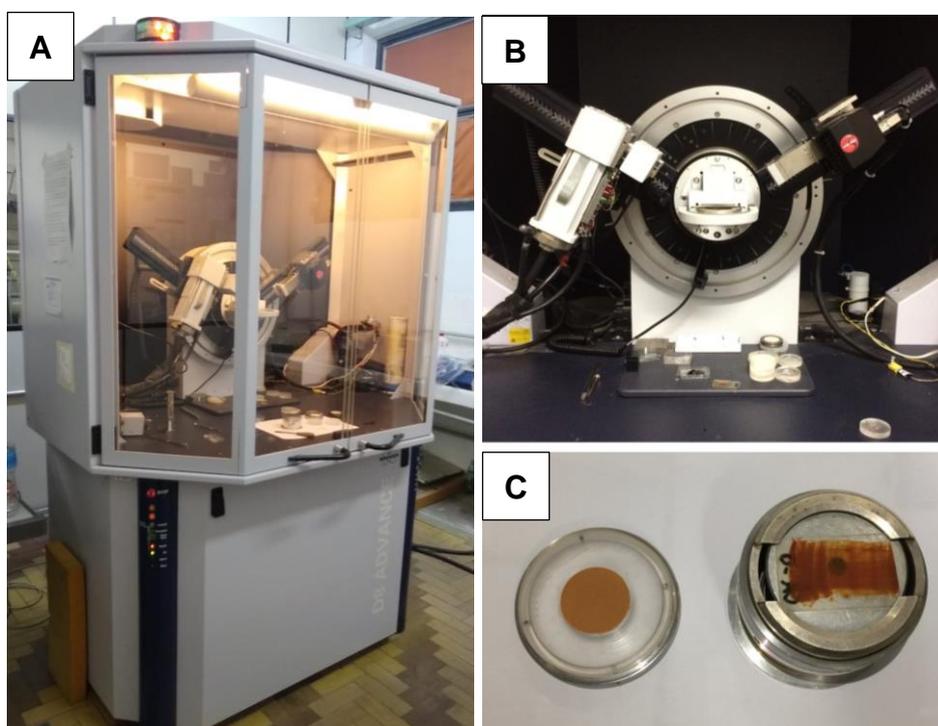
Na presente pesquisa, esse ensaio foi realizado no Laboratório de Magnetismo e Materiais Magnéticos do Centro de Ciências Naturais e Exatas - CCNE da UFSM, utilizando o difratômetro de raios X D8 Advance da Bruker, com fonte de radiação  $\text{CuK}\alpha$  ( $\lambda = 1,5406 \text{ \AA}$ ), monocromatizada por filtro de Ni (Figura 3.8a e Figura 3.8b). Optou-se por realizar essa análise de duas formas distintas: em pó e em lâminas orientadas (Figura 3.8c). A análise realizada nas lâminas teve por finalidade a identificação dos argilominerais presentes na fração argila dos solos. Já a análise realizada nas amostras em pó teve como intuito a identificação de outros minerais e óxidos existentes na fração fina (silte + argila) desses materiais. Em ambos casos, adotaram-se como referência para preparação das amostras e parâmetros de ensaio o trabalho de Albers et al. (2002), o manual de métodos de análise de solo da Embrapa (TEIXEIRA et al., 2017b), e a metodologia utilizada pela COPPE/UFRJ descrita por Norback (2018) e Dalla Roza (2018).

A análise realizada no pó considerou amostras deformadas, secas ao ar e pulverizadas com o auxílio de um almofariz, passantes na peneira de abertura 0,044 mm (n° 325). A amostra em pó foi inserida e nivelada em um recipiente específico para utilização no difratômetro (Figura 3.8c). A faixa de varredura variou de  $2^\circ$  a  $70^\circ$  (escala  $2\theta$ ), com velocidade de  $1^\circ$  por minuto, sem rotação do porta amostra.

As lâminas orientadas foram preparadas a partir de cerca de 100 g de material passante na peneira de número 10 (2 mm). Essa fração de solo foi submetida a imersão em  $125 \text{ cm}^3$  de agente defloculante (hexametáfosfato de sódio), durante 48 horas (Figura 3.9a). Após esse período, a solução foi transferida para o dispersor, onde permaneceu por 15 minutos. Concluída a dispersão, o material foi lavado com água destilada em peneira de abertura 0,053 mm (n° 270), conforme Figura 3.9b. Com o material passante, fez-se o preenchimento de uma proveta de 1000 ml, como é possível observar na Figura 3.9c. A solução foi agitada por 2 minutos e deixada em

repouso pelo período de 48 horas, para perfeita sedimentação das partículas de maiores dimensões. Finalizado o período de repouso, fez-se a coleta dos primeiros 100 ml de material sobrenadante, com o auxílio de uma pipeta (Figura 3.9d). A solução coletada foi submetida à ação centrífuga durante um intervalo de tempo de 45 minutos a 1 hora (Figura 3.9e). A centrifugação tem por finalidade separar a parcela sólida da parcela líquida da solução. Com a parcela sólida depositada no fundo, visível na Figura 3.9f, confeccionou-se as lâminas. A orientação foi feita com o auxílio de outra lâmina por meio do método do esfregaço (Figura 3.9g).

Figura 3.8 – Difratorômetro de raios X D8 Advance - Bruker (a); Detalhe do goniômetro (b); e os porta amostras utilizados nas análises em pó e em lâmina (c)

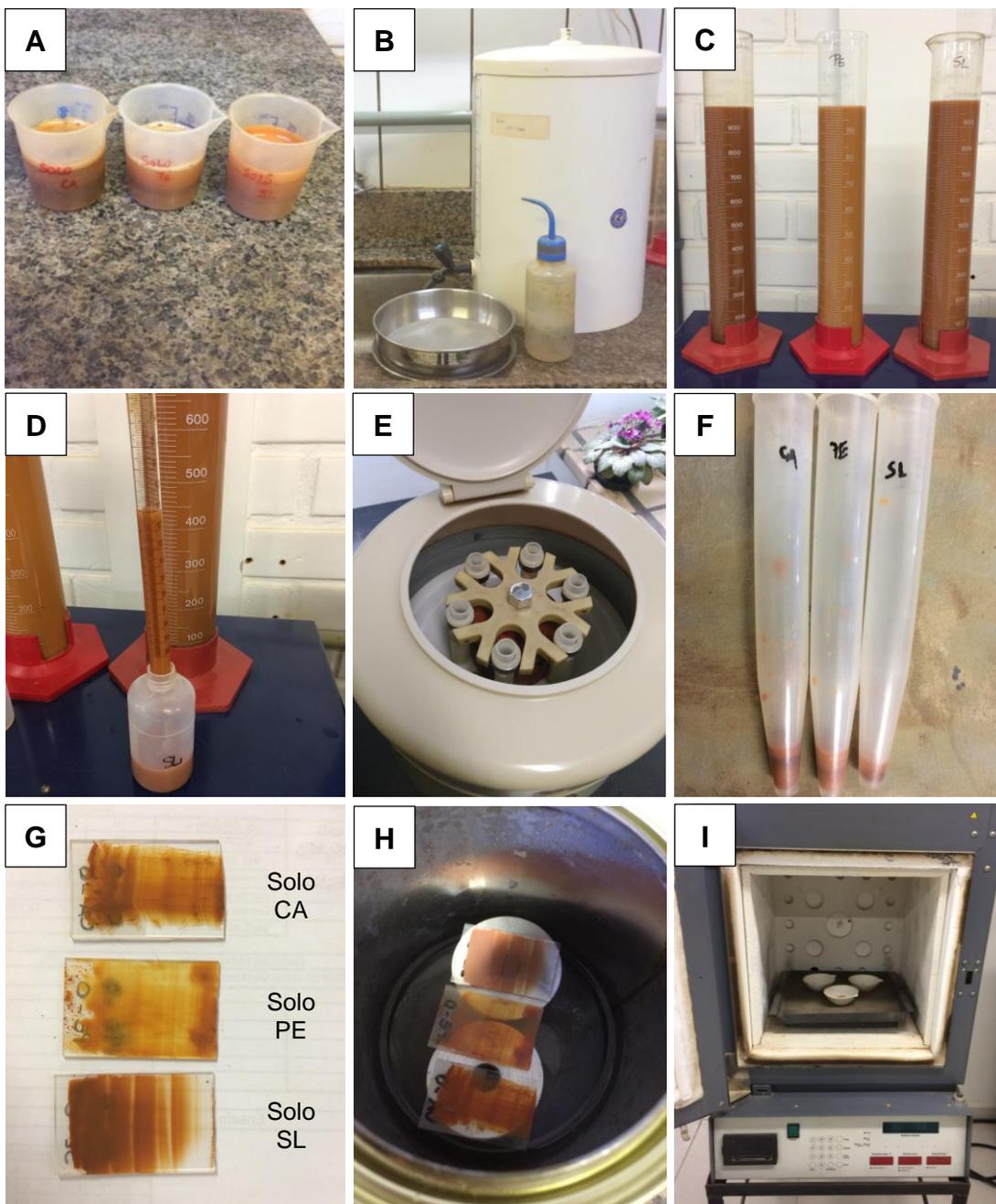


Fonte: Autora.

Finalizada a preparação das lâminas, estas foram encaminhadas ao difratômetro e analisadas em um intervalo de  $2^\circ$  a  $30^\circ$ , com uma velocidade de varredura de  $1^\circ/\text{min}$ . Além da análise em sua condição natural, as lâminas foram submetidas a dois tratamentos adicionais: glicolagem e calcinação. A solvatação por etilenoglicol ou glicerol (glicolagem) baseia-se na capacidade de alguns minerais secundários admitirem em sua estrutura ligações com álcoois, e estes por sua vez, com a água, aumentando sua distância interplanar. Em contrapartida, com a

calcinação busca-se eliminar as moléculas de água adsorvidas nos argilominerais, resultando na redução da distância interplanar (ALBERS et al., 2002). A glicolagem é realizada, essencialmente, para a verificação da presença de argilominerais expansíveis, como aqueles pertencentes ao grupo da montmorilonita. A calcinação, por sua vez, tem por finalidade confirmar a presença de caulinita, que tende a desaparecer em temperaturas entre 550°C e 650°C.

Figura 3.9 – Preparação das lâminas para realização dos ensaios de DRX



A glicolagem foi feita posicionando as lâminas em um suporte, dentro de um recipiente com tampa, preenchido com 100 ml de etilenoglicol, de modo que o líquido não entrasse em contato direto com as lâminas, como é possível notar na Figura 3.9h. O recipiente fechado foi deixado em estufa, a 90°C, pelo período mínimo de 5 horas. Após a análise das lâminas submetidas a glicolagem, estas foram submetidas a calcinação. A calcinação foi feita em uma mufla, aquecida a 570°C, e mantida nessa temperatura por 2 horas (Figura 3.9i). Após esse período, as lâminas permaneceram em repouso na mufla, durante o período da noite, para que o resfriamento ocorresse paulatinamente. Ressalta-se que todas as análises (natural, glicolada e calcinada) foram realizados em uma mesma lâmina, submetidas aos tratamentos sequenciais, de modo a evitar possíveis divergências nos resultados. Vale salientar ainda que as lâminas submetidas a glicolagem e calcinação foram analisadas logo após a retirada, respectivamente, da estufa e da mufla, respeitando o tempo máximo de 1 hora. Esse cuidado foi tomado para evitar qualquer possível alteração no tratamento realizado ou até mesmo a reidratação das lâminas quando em contato com o ambiente por muito tempo.

As análises iniciais dos difratogramas foram feitas com o auxílio do *software* HighScore Plus, que possibilitou o rastreamento dos picos, a determinação das distâncias basais ( $d$ ) e uma análise preliminar dos minerais presentes. A identificação dos minerais foi realizada com o apoio de artigos e tabelas, que sintetizam as relações entre as reflexões basais e os argilominerais, óxidos e minerais primários. Dentre as principais referências utilizadas, podem-se citar Gomes (1988) e Resende et al. (2011).

### 3.5 CARACTERIZAÇÃO HIDROMECÂNICA E MICROESTRUTURAL

A caracterização hidromecânica dos materiais estudados na presente tese foi composta por ensaios de compactação, ensaios triaxiais dinâmicos para determinação do módulo de resiliência e das características de deformação permanente, construção das curvas características solo-água e por ensaios complementares da metodologia MCT. A caracterização microestrutural, por sua vez, foi realizada por meio de microscopias eletrônicas de varredura. A metodologia de preparação dos corpos de prova, bem como as normativas e condições de ensaio adotadas são detalhadas na sequência.

### **3.5.1 Ensaio de compactação**

As curvas de compactação foram construídas em duplicata a partir do ensaio de compactação Proctor, nas energias normal (somente solo CA) e intermediária, seguindo as diretrizes presentes no Procedimento Rede 04 – Detalhamento do Ensaio Triaxial de Módulo de Resiliência de Solos (PETROBRAS, 2010). Esse protocolo sugere que para o traçado da curva de compactação se utilize o mesmo molde tripartido adotado na moldagem das amostras para os ensaios triaxiais de cargas repetidas.

A definição do tamanho do molde tripartido e da dimensão final do corpo de prova foi condicionada pela granulometria dos materiais. Nesse caso, como todos os solos passaram integralmente na peneira de 25,4 mm, o processo de moldagem dos corpos de prova foi realizado em um cilindro tripartido de dimensões 10 cm x 20 cm, em 10 camadas, sendo o número de golpes por camada função do peso e altura de queda do soquete. Optou-se por utilizar o soquete leve, com altura de queda de 30,5 cm, resultando em 12 golpes por camada para a energia normal e 27 golpes por camada para a energia intermediária.

O ensaio foi executado sem reuso de material, de modo a evitar a quebra de partículas, utilizando-se 4,5 kg de solo passante na peneira de número 4 (abertura de 4,8 mm) para cada um dos cinco pontos que compõem a curva de compactação. Para cada ponto, adicionou-se certa quantidade de água ao material, homogeneizando-o e posteriormente embalando-o e acondicionando-o em câmara úmida pelo período de 24 horas, com o intuito de garantir a perfeita uniformidade da umidade no material.

### **3.5.2 Características de moldagem dos corpos de prova**

O estudo da influência da sucção na deformabilidade de solos de subleitos rodoviários constitui o ponto central das análises e discussões dessa pesquisa. Como contribuição secundária, outras variáveis de interesse cujos efeitos possam vir a interferir nesse estudo também foram avaliadas. Nesse contexto, algumas condições de compactação, como método, energia e umidade de compactação, foram modificadas, com o intuito de avaliar as mudanças estruturais associadas a essas alterações e conseqüentemente o seu impacto no comportamento hidromecânico dos solos em estudo.

Os detalhes dos procedimentos adotados para a moldagem dos corpos de prova por meio dessas diferentes condições de compactação são apresentados nos próximos subitens. Para garantir que houvesse um padrão no processo de compactação, adotou-se um critério de aceitação para os corpos de prova moldados para os ensaios específicos, independentemente da condição de compactação e do ensaio a ser realizado. Assim, descartou-se o corpo de prova cuja umidade de compactação excedeu um percentual de 0,5% para mais ou menos e cujo grau de compactação não estivesse compreendido no intervalo de 99% a 101%. O primeiro critério foi definido com base nas normas que regulamentam os ensaios triaxiais dinâmicos. Já o segundo critério, referente ao grau de compactação, foi estabelecido tendo em vista as dificuldades inerentes ao processo de compactação e o volumoso número de corpos de prova a serem reproduzidos identicamente.

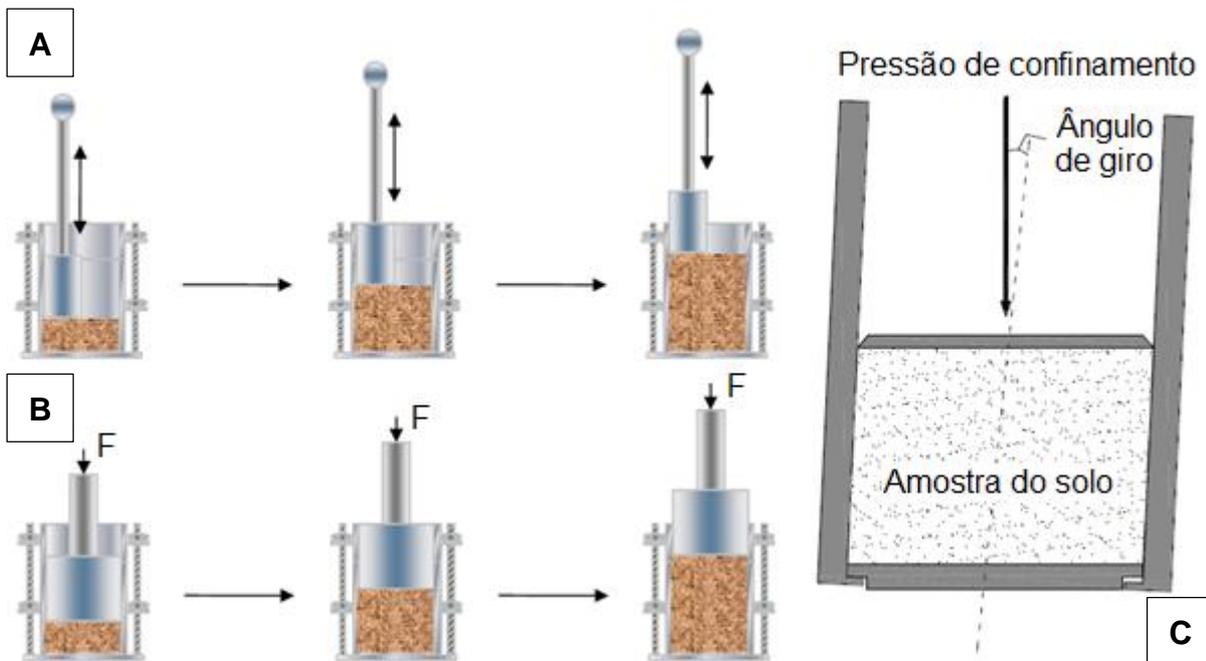
#### *3.5.2.1 Diferentes métodos de compactação*

Segundo Crispim (2010), em pesquisas em que se deseja avaliar os diferentes processos de compactação, as metodologias mais adequadas devem ser as que levam o solo ao mesmo peso específico aparente seco, para um mesmo teor de umidade, pois assim diferenças nas propriedades do solo podem ser atribuídas às alterações estruturais provocadas pelo método adotado. Assim, os corpos de prova para os ensaios hidromecânicos foram moldados nos teores ótimos, obtidos no ensaio de compactação, por meio de três metodologias distintas: dinâmica, estática e por amassamento. Convém ressaltar que sendo moldados no mesmo teor ótimo de compactação, a umidade, a densidade máxima e o índice de vazios configuram-se como parâmetros constantes. A única variável, nesse caso, foi o método de compactação utilizado.

O princípio da compactação por impacto baseia-se na aplicação de uma série de golpes, dada pela queda de um soquete, sobre a amostra de solo confinada. Já o método estático consiste em aplicar uma pressão uniformemente distribuída sobre o solo, com o auxílio de uma prensa hidráulica, durante um certo período de tempo. Na compactação por amassamento realizada no compactador giratório Superpave (CGS), segundo Dantas (2013), o processo de compactação ocorre pela aplicação simultânea de uma tensão normal, advinda de um pistão, e de uma força de cisalhamento, decorrente do giro do molde cilíndrico em torno do seu próprio eixo sob

determinado ângulo de inclinação do próprio molde. A Figura 3.10 elucida os mecanismos de ação das três sistemáticas adotadas.

Figura 3.10 – Mecanismos de ação da compactação dinâmica (a); compactação estática (b); e compactação por amassamento (c)

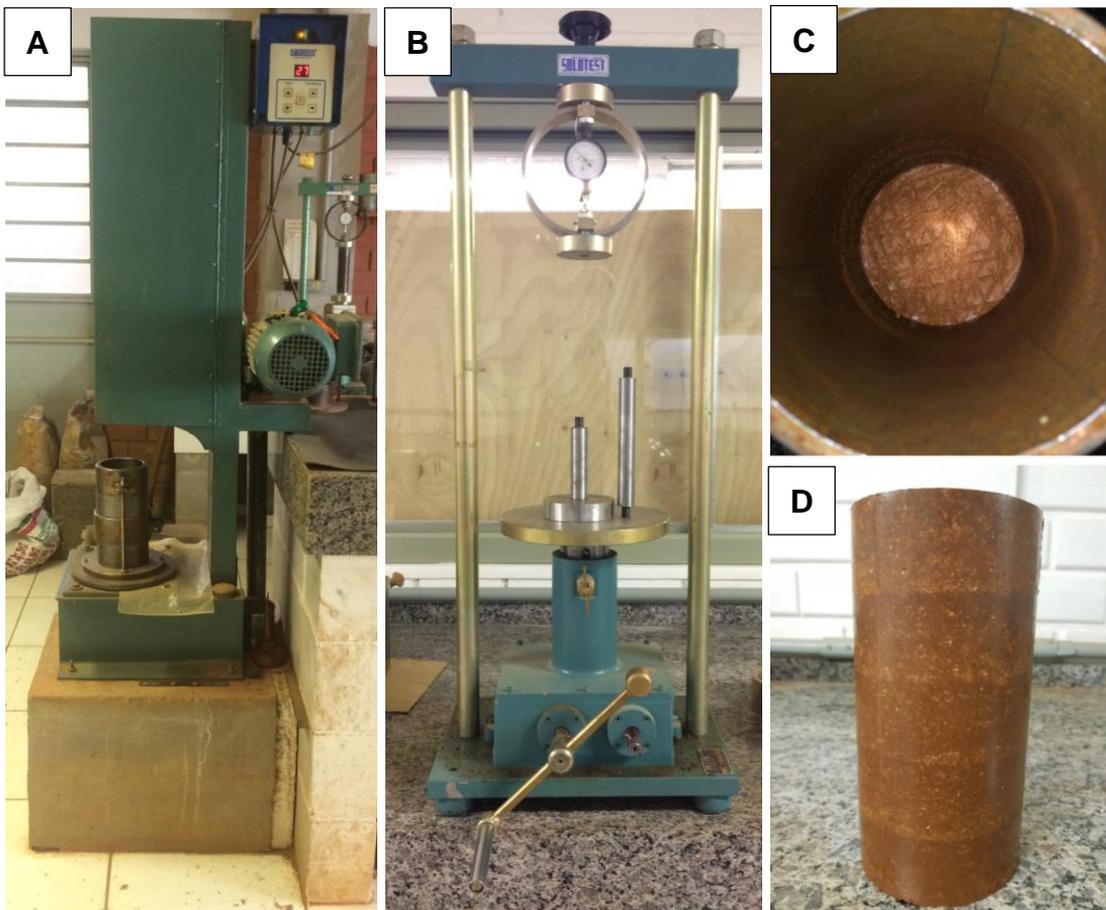


Fonte: Crispim (2010); Dantas (2013).

A compactação por impacto seguiu as mesmas diretrizes (número de camadas e número de golpes) descritas para a construção da curva de compactação, sendo realizada com o auxílio de um compactador automático (Figura 3.11a). A compactação estática foi realizada em uma prensa manual (adaptação da prensa do CBR – Figura 3.11b), utilizando o mesmo molde tripartido 10 cm x 20 cm. Diferentemente da compactação por impacto, a compactação estática foi realizada em 5 camadas, de modo a evitar a formação excessiva de linhas preferenciais nos corpos de prova. O número de camadas foi definido com base na norma americana T 307-99 (AASHTO, 2017), que regulamenta os ensaios de módulo de resiliência de solos e materiais não ligados. De posse do par ordenado (teor de umidade e massa específica seca) para a condição de compactação desejada, a quantidade de material a ser adicionada por camada foi calculada. A carga constante foi aplicada gradualmente sobre a amostra até que a altura especificada fosse alcançada. Desta forma, a densidade não foi controlada pela força de aplicação, mas pela massa e altura final de cada camada.

Destaca-se ainda que, ao final da compactação de cada camada, a força aplicada era mantida por um período de 5 minutos, com o intuito de garantir que as tensões dentro da amostra se equalizassem, evitando possíveis expansões no momento da descompressão, que era realizada aos poucos e com velocidade constante, conforme observações de Werk (2000). As Figuras 3.11c e 3.11d ilustram o processo de escarificação entre camadas e o aspecto visual do corpo de prova ao final do ensaio, respectivamente.

Figura 3.11 – Detalhes das compactações dinâmica e estática



Fonte: Autora.

A compactação por amassamento foi realizada no compactador giratório, modelo Servopac, desenvolvido pela IPC Global (Figura 3.12a). Esse compactador é usualmente utilizado na compactação de misturas asfálticas, adotando as especificações do método Superpave, possibilitando ao usuário o ajuste de variáveis como frequência e ângulo de rotação, pressão vertical, número de giros e altura final

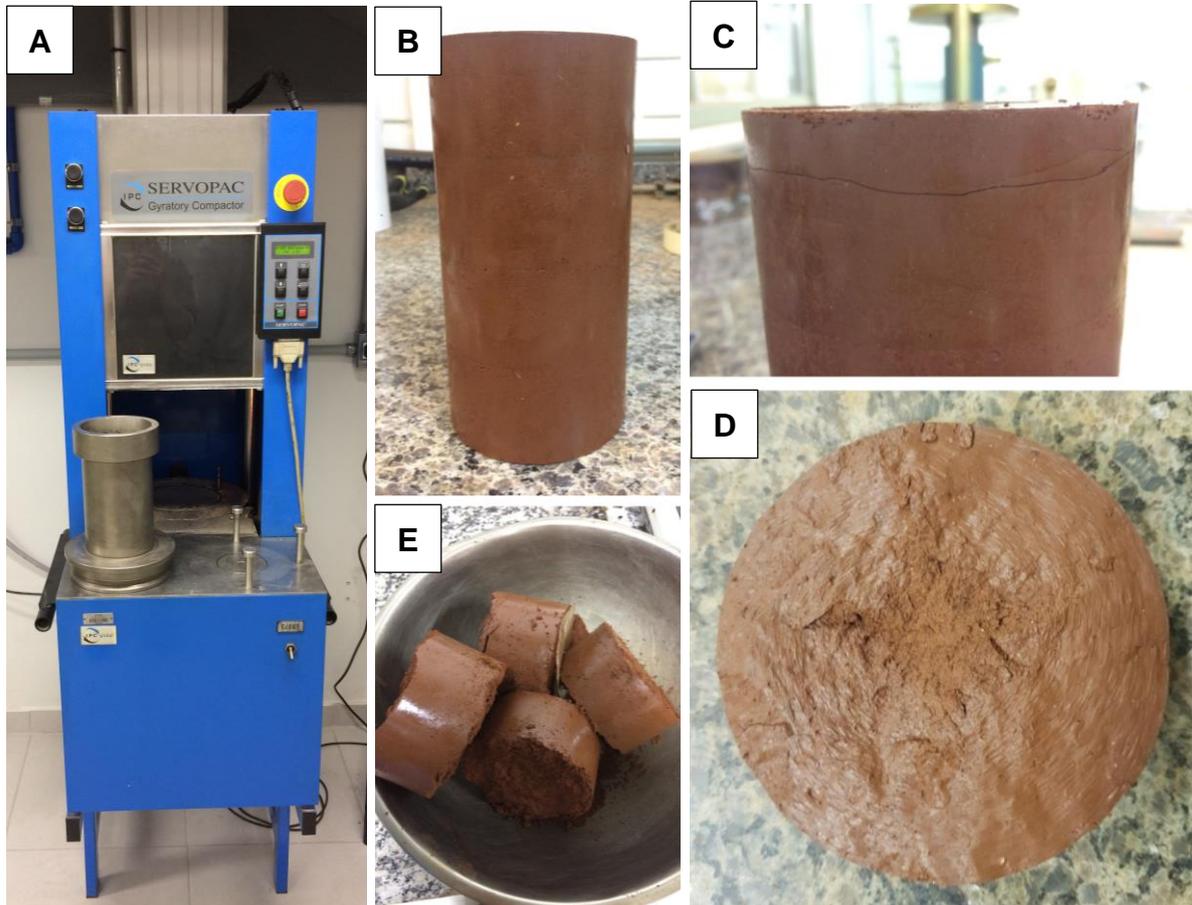
do corpo de prova. O critério de parada pode ser definido entre o número total de giros, a densidade ou a altura da amostra.

Por não se ter um embasamento teórico específico para moldagem de corpos de prova de solos no compactador giratório Superpave, os parâmetros de entrada no *software* foram definidos com base nas pesquisas de Ping et al. (2003), Mokwa et al. (2008) e Dantas (2013). Para amostras compactadas na energia Proctor normal, a pressão vertical adotada foi de 200 kPa. Para amostras compactadas na energia intermediária, essa pressão foi de 400 kPa. O ângulo de giro e o número de rotações por minuto independem da energia de compactação adotada, sendo definidos como 1,25° e 30 rpm, respectivamente. O critério de parada adotado foi a altura da camada ou da amostra. Isso porque dependendo do ensaio, o corpo de prova foi moldado em diferentes dimensões e camadas. Para os ensaios triaxiais dinâmicos (módulo de resiliência) moldaram-se amostras de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, em 4 camadas de 5 cm de espessura/altura (Figura 3.12b). Os corpos de prova utilizados na construção das curvas características e nos ensaios de infiltrabilidade foram moldados em uma única camada, com 10 cm de espessura, resultando em corpos de prova de 10 cm x 10 cm.

O principal desafio quanto à utilização desse método de compactação foram as amostras com dimensões 10 cm x 20 cm moldadas para determinação do módulo de resiliência dos solos em estudo. A moldagem desses corpos de prova apresentaram algumas dificuldades. A primeira e principal dificuldade observada foi a extração do corpo de prova do cilindro padrão (10 cm x 27 cm) após a compactação. O fato do cilindro não ser tripartido e a extração precisar ser feita da forma tradicional gerou uma maior resistência lateral à essa retirada, resultando em pequenas fissuras, aparentemente estruturais, no topo do CP, como é possível observar na Figura 3.12c. Essas trincas ao serem “forçadas” se desprendiam do corpo de prova (Figura 3.12d), inviabilizando o seu uso para os ensaios de MR. Em um primeiro momento intensificou-se o uso de desmoldante, entretanto tal recurso não resolveu o problema. Acredita-se que a solução seria a confecção de um cilindro tripartido nas medidas específicas do CGS, porém por motivos financeiros e adversos aos objetivos dessa tese, tal solução não foi implementada, ficando como sugestão para futuras pesquisas. Mesmo com a formação dessas trincas, os corpos de prova foram submetidos aos ensaios de módulo de resiliência, porém as particularidades

observadas durante a extração podem ter influência nos resultados, como será discutido no item 4.9.2.

Figura 3.12 – Detalhes da compactação por amassamento - CGS



Fonte: Autora.

A segunda adversidade foi em relação a uma aparente falha na compactação da última camada dos corpos de prova de maiores dimensões (10 cm x 20 cm). Para avaliar a veracidade desse apontamento, verificou-se a uniformidade da densidade ao longo dos corpos de prova, sendo constatadas pequenas dispersões, com GC variando entre 99% e 102%, do topo à base, consideradas como variabilidade natural do processo de compactação. A terceira dificuldade observada foi em relação a uma condição de compactação específica. Como é possível observar na Figura 3.12e, o solo CA compactado na energia normal não se manteve intacto após a extração, vindo a se fragmentar em 4 partes, casualmente na união entre as camadas. Isso só ocorreu para os corpos de prova de dimensões 10 cm x 20 cm. Ressalta-se que assim como

nos demais métodos de compactação, o processo de escarificação foi realizado a cada nova camada, de modo a assegurar a aderência entre elas. No caso específico do solo CA (energia normal), essa ruptura pode ter ocorrido por uma combinação dos efeitos desfavoráveis do processo de extração e das baixas tensões normais aplicadas.

Por fim, salienta-se que para o solo SL não foram moldados corpos de prova por amassamento, pois verificou-se, ainda durante a construção das curvas de compactação, uma leve exsudação nos corpos de prova próximos à umidade ótima, o que poderia vir a causar sérios danos ao compactador giratório se isso ocorresse durante a moldagem.

### *3.5.2.2 Diferentes umidades de compactação*

A definição da faixa de variação da umidade de compactação foi embasada nos limites permitidos pelos órgãos de fiscalização rodoviários (DNIT e DAER) para a compactação das camadas de aterro e camada final de terraplanagem de subleitos rodoviários. Apesar de admitir pequenas variações na umidade de compactação, as normativas rodoviárias exigem que a densidade seca máxima obtida no ensaio de compactação seja preservada. Deste modo, definiu-se uma variação de  $\pm 2\%$  na umidade ótima dos solos, sendo aceitos os corpos de prova com grau de compactação de  $100\% \pm 1\%$ . Como visto, esse critério de aceitação foi padronizado para todas as amostras moldadas nessa pesquisa. No entanto, para o solo PE compactado acima da umidade ótima, devido aos efeitos da poropressão, não foi possível atingir o grau de compactação mínimo de 99%, sendo aceito, unicamente nesse caso, um GC de 98%. Para o solo SL, o teor de 2% acima da umidade ótima resultou em valores de grau de compactação da ordem de 97%. Nesse caso, necessitou-se redefinir tal variação de umidade, haja vista a não obtenção do GC mínimo, em virtude de peculiaridades observadas em sua curva de compactação (a serem discutidas no item 4.4). Assim, para esse material, adotou-se uma variação de + 1%.

As amostras submetidas às variações de umidade de compactação foram moldadas por impacto, considerando a mesma massa específica aparente seca máxima, correspondente ao teor ótimo de compactação Proctor intermediário, e conseqüentemente o mesmo índice de vazios. Para que fosse possível atingir a densidade máxima concomitantemente à variação de umidade de compactação,

foram necessárias alterações nos esforços de compactação aplicados, mediante o aumento do número de golpes por camada. A Tabela 3.2 resume essas alterações, incluindo as demais características de moldagem desses corpos de prova. Vale ressaltar que os efeitos dessa variação de energia não foram enfatizados na análise dos resultados, por julgar ser uma modificação implícita e necessária à investigação da influência da variação de umidade inicial permitida em campo, objeto de estudo desta tese.

Tabela 3.2 – Características de moldagem para os corpos de prova submetidos a variação de umidade de compactação

Material	Parâmetros de compactação			Grau de compactação*	
	Método	Umidade*	Número de golpes		Esforço (kgf.cm/cm <sup>3</sup> )
Solo CA		Wótima-2%	32	15,5	99% a 101%
		Wótima	27	13	
		Wótima+2%	41	20	
Solo PE	Impacto	Wótima-2%	36	17,5	98% a 101%
		Wótima	27	13	
		Wótima+2%	48	23,3	
Solo SL		Wótima-2%	35	17	99% a 101%
		Wótima	27	13	
		Wótima+1%	45	21,8	

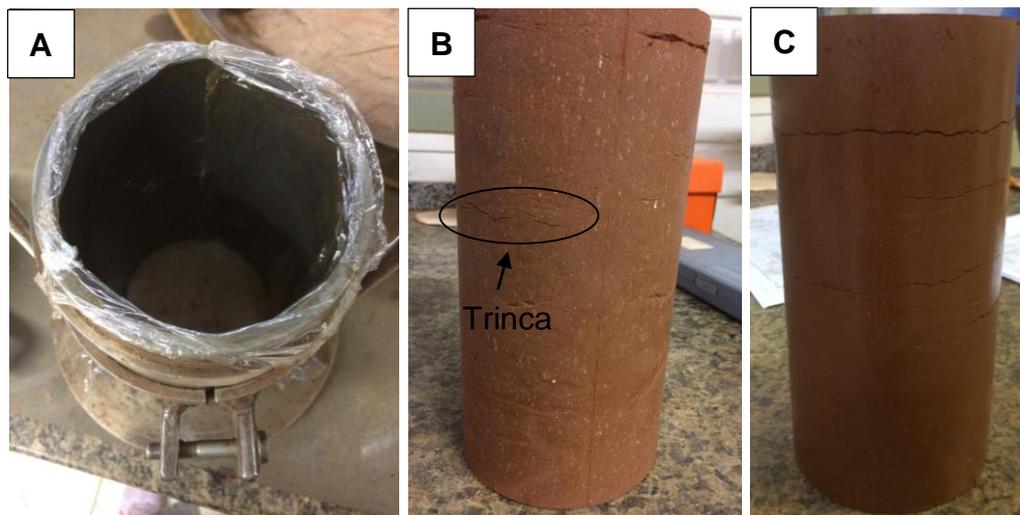
Fonte: Autora.

Nota: \* Considerando o teor ótimo de compactação Proctor intermediário.

Vale destacar ainda algumas particularidades observadas durante a compactação desses corpos de prova. O uso de desmoldante (óleo mineral) foi adotado desde a execução da curva de compactação, durante a qual observou-se grande aderência dos solos às paredes do cilindro tripartido. Para o solo SL, em específico, durante a compactação na  $W_{ótima+1\%}$  constatou-se que mesmo com o incremento de desmoldante, não seria possível a retirada do CP sem danos estruturais, devido a essa excessiva aderência do solo/cilindro. A solução adotada, nesse caso, foi a colocação de uma camada de papel filme (Figura 3.13a) envolvendo todo o contorno interno do cilindro de compactação. Pode-se observar na Figura 3.13b que essa solução foi eficaz, resultando em mínimas irregularidades ao corpo de prova. Nessa mesma figura pode-se observar ainda uma pequena fissura no corpo de prova do solo SL, associado ao fenômeno do borrachudo. Esse fenômeno foi observado em

praticamente todos os corpos de prova moldados acima da umidade ótima de compactação, sendo a abertura das trincas proporcional à quantidade de argila presente no solo. Na Figura 3.13c destacam-se as aberturas provocadas por tal condição no solo CA.

Figura 3.13 – Particularidades da compactação por impacto para as amostras moldadas acima da umidade ótima



Fonte: Autora.

### 3.5.2.3 Diferentes energias de compactação

A influência da energia de compactação na estrutura do solo e o seu efeito sobre o comportamento hidromecânico do material foi estudada somente para o solo CA. Isso porque esse foi o único material para o qual a curva de compactação também foi construída para a energia Proctor normal. Nesse caso, não houveram grandes alterações no protocolo de moldagem dos corpos de prova. Os CPs de 10 cm x 20 cm foram moldados por impacto, no teor ótimo de compactação obtido para cada energia. Para isso, semelhante ao ensaio de compactação, adotou-se o soquete pequeno, com altura de queda de 30,5 cm, sendo necessários 12 golpes por camada para a energia normal e 27 golpes por camada para a energia intermediária, resultando em esforços de compactação de 6 kgf.cm/cm<sup>3</sup> e 13 kgf.cm/cm<sup>3</sup>, respectivamente. Nessa análise, somente o tipo de solo constitui o parâmetro constante, ao passo que a massa específica seca máxima, o índice de vazios, o teor de umidade e a energia de compactação são variáveis.

### 3.5.3 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Segundo Holtz e Kovacs (1981), a estrutura de um solo resultante do processo de compactação é bastante complexa, dependendo de diversos fatores, tais como natureza do solo, método de compactação utilizado, energia e teor de umidade de moldagem. A formação de diferentes estruturas influencia diretamente no comportamento do solo em campo, principalmente frente a propriedades importantes como resistência, deformabilidade e permeabilidade. Neste contexto, a organização estrutural dos solos em estudo, em particular a micromorfologia formada devido à influência do processo de compactação (tipo, energia e umidade de compactação), foi analisada por meio da microscopia eletrônica de varredura (MEV).

O microscópio eletrônico de varredura é considerado um dos mais versáteis instrumentos disponíveis para a observação e análise microestrutural de uma ampla gama de materiais. No âmbito da Geotecnia, o uso do MEV constitui uma técnica não destrutiva, valiosa por sua distância e profundidade focal que permite estudar a microestrutura e confirmar a presença de minerais específicos no solo. O dispositivo permite a visualização da estrutura de amostras do solo com imagens de alta resolução e ampliação de até 30.000 vezes, além de contribuir para a identificação da constituição química do mineral quando acoplada a um analisador de energia dispersa (EDS). O princípio de funcionamento do MEV é simples e se fundamenta na formação de imagens a partir de sinais gerados por meio da interação de um feixe de elétrons que varre a superfície do corpo de prova e interage com o material.

A Tabela 3.3 sintetiza para quais condições de compactação foram realizadas as microscopias eletrônicas de varredura. Na maioria das condições, as amostras analisadas, representativas de cada solo em estudo, originaram-se de torrões de aproximadamente 1 cm<sup>3</sup> que foram extraídos dos mesmos corpos de prova utilizados para a obtenção das curvas características dos solos (SWCC). Em algumas condições específicas, para as quais não foram construídas as curvas características solo-água, esses torrões foram retirados de corpos de prova moldados conforme as diretrizes apresentadas no item 3.5.2, porém em dimensões reduzidas (10 cm x 10 cm). Cabe ressaltar que durante a extração dos fragmentos de solo para as análises microscópicas, tomaram-se todos os cuidados necessários para evitar lapidar as faces dos torrões, optando por uma quebra manual da amostra, de modo a preservar a superfície natural do solo compactado.

Tabela 3.3 – Condições para a realização das microscopias eletrônicas de varredura

Material	Condições de compactação			Extração dos torrões
	Energia	Método	Umidade	
Solo CA	Normal	Impacto	Wótima	SWCC
		Estática		
	Intermediária *	Amassamento	Wótima-2%	SWCC
		Impacto	Wótima	
Solo PE	Intermediária *	Estática	Wótima+2%	CP reduzido
		Amassamento	Wótima	CP reduzido
	Intermediária *	Impacto	Wótima-2%	SWCC
		Estática	Wótima	
Solo SL	Intermediária *	Amassamento	Wótima+2%	CP reduzido
		Impacto	Wótima	SWCC
	Intermediária *	Estática	Wótima+1%	CP reduzido
		Impacto	Wótima	

Fonte: Autora.

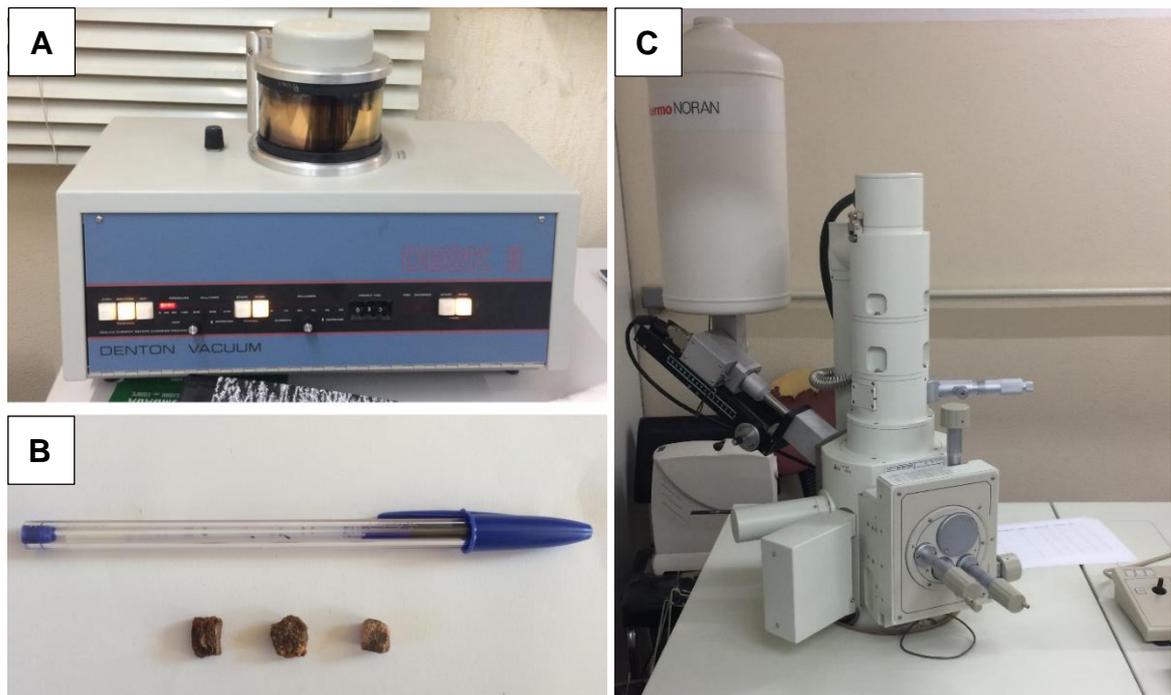
Nota: \* Energia referente à  $W_{ótima}$ , visto que com a variação de umidade inicial o esforço de compactação foi modificado para manter a densidade máxima (vide Tabela 3.2).

Os fragmentos extraídos foram submetidos à secagem em estufa a 60°C e na sequência fixados com fita de carbono sobre pequenas bases metálicas. Esses conjuntos foram conduzidos à câmara de vácuo para serem submetidos à metalização (Figura 3.14a), que consiste na deposição de uma fina camada de ouro sobre a superfície de análise da amostra, haja vista a necessidade de um material condutor para a realização dos ensaios. Alguns torrões de solo após a metalização podem ser vistos na Figura 3.14b. Após a preparação prévia dos fragmentos, imagens com ampliações de 50x, 100x, 500x, 1.000x, 3.000x, 5.000x e 10.000x foram geradas pelo microscópio eletrônico de varredura JEOL JSM-6360, vinculado a um detector de EDS Thermo Noran (Figura 3.14c), ambos pertencentes ao Laboratório de Microscopia Eletrônica do Departamento de Engenharia Mecânica da UFSM.

De posse dessas imagens, foram realizadas análises qualitativas, que tiveram por finalidade observar a distribuição visual de macroporos e microporos, o arranjo dos minerais que compõem o solo, a presença de agentes cimentantes e agregações

de partículas argilosas e a disposição e possíveis orientações dos argilominerais. Destaca-se que as análises qualitativas realizadas nas microscopias constituem parte principal da caracterização microestrutural dos solos dessa pesquisa, sendo complementadas, quando realizadas, pelas as curvas características solo-água.

Figura 3.14 – Câmara de vácuo para metalização (a); Fragmentos metalizados (b); Microscópio eletrônico de varredura – MEV JEOL JSM-6360 (c)



Fonte: Autora.

### 3.5.4 Determinação das curvas características solo-água

A curva característica solo-água representa graficamente a capacidade de retenção de água do solo sob diferentes níveis de sucção, sendo considerada uma importante ferramenta na análise do comportamento de solos não saturados. Neste estudo, as curvas características foram determinadas mediante a combinação entre as técnicas do papel filtro (sucções entre 10 kPa e 30.000 kPa) e da mesa de tensão com coluna de areia (sucções < 10 kPa). O emprego de um método complementar (mesa de tensão) foi adotado, tendo em vista à falta de precisão dos valores de sucção medidos pelo papel filtro no trecho inicial da SWCC, conforme exposto por Bastos (1999), Weber (2013), Heidemann (2015) e Burgos (2016). Otálvaro (2013) ainda cita

o fato do papel filtro não conseguir, em alguns casos, capturar o valor de entrada de ar dos macroporos, o que justifica utilizar ao menos duas técnicas conjuntas na determinação da SWCC. Independentemente do método utilizado, a sucção medida foi a sucção matricial.

A Tabela 3.4 apresenta as condições em que foram construídas as curvas características para cada um dos solos em estudo. Os diferentes métodos de compactação foram avaliados somente para o solo CA, na umidade ótima da compactação Proctor normal. Esse material, inclusive, foi o único com variação da energia de compactação, sendo os demais solos ensaiados somente na energia intermediária. Nessa energia, as curvas características de todos os solos foram construídas variando sua umidade de compactação. Ao todo, foram determinadas 12 curvas características solo-água.

Tabela 3.4 – Condições para construção da curva característica dos solos

Material	Condições de compactação		
	Energia	Método	Umidade
Solo CA	Normal	Impacto	Wótima
		Estática	
	Amassamento		
Solo CA	Intermediária *	Impacto	Wótima-2%
			Wótima
			Wótima+2%
Solo PE	Intermediária *	Impacto	Wótima-2%
			Wótima
			Wótima+2%
Solo SL	Intermediária *	Impacto	Wótima-2%
			Wótima
			Wótima+1%

Fonte: Autora.

Nota: \* Energia referente à  $W_{ótima}$ , visto que com a variação de umidade inicial o esforço de compactação foi modificado para manter a densidade máxima (vide Tabela 3.2).

#### 3.5.4.1 Papel filtro

A técnica do papel filtro consiste na determinação indireta da sucção total ou matricial de uma amostra de solo com base no equilíbrio das sucções do solo e do papel filtro calibrado. Nessa tese, o papel filtro quantitativo utilizado foi o Whatman nº

42, colocado diretamente em contato com a amostra de solo, visando a medida da sucção matricial. A preparação das amostras e a execução do ensaio seguiram as instruções contidas em Marinho (1994a), Feuerharmel (2007) e na norma americana D5298 (ASTM, 2016).

Inicialmente, corpos de prova nas dimensões 10 cm x 20 cm foram moldados seguindo os procedimentos apresentados no item 3.5.2, de acordo com as condições expostas na Tabela 3.4. Na sequência, anéis cilíndricos utilizados para obtenção das curvas características ( $\pm 50$  mm de diâmetro e  $\pm 26$  mm de altura) foram esculpidos (Figura 3.15a), extraídos e embalados, e posteriormente parafinados para evitar a perda de umidade. O controle do índice de vazios, densidade e grau de saturação de cada anel foi realizado, de modo que todas as amostras apresentassem características iniciais semelhantes, representativas de um todo. Para cada condição de ensaio foram extraídos 16 anéis cilíndricos. Destes, 14 anéis foram utilizados e os demais reservados caso houvesse a necessidade de repetição ou acréscimo de algum ponto experimental na SWCC. Destaca-se que cada amostra foi utilizada para a determinação de um único ponto experimental da curva característica, com exceção do solo CA compactado na energia normal, do qual foram extraídos apenas 9 anéis por método de compactação, sendo alguns destes submetidos a sucessivas trajetórias de umedecimento e secagem para construção completa da SWCC. De modo geral, ao final do ensaio obtiveram-se uma média de 15 pontos experimentais para cada curva característica.

Após terem sido parafinados, os anéis permaneceram em uma caixa de isopor pelo período máximo de 16 horas, sendo então preparados para serem submetidos às trajetórias. As amostras foram rasadas e com o material sobressalente determinou-se a umidade do anel, sendo aceitos somente àqueles com variações de até  $\pm 0,2\%$  da umidade de compactação do corpo de prova do qual foi retirado. Na sequência, as amostras foram então pesadas, de modo a verificar os índices físicos do solo para dada condição, e posteriormente protegidas em sua base com tecido permeável. Essa proteção teve por finalidade evitar a perda de material com a possível contração do solo, frente ao processo de secagem, ao mesmo tempo que permitia a secagem (respiração) da amostra em ambas faces. Nas amostras submetidas ao umedecimento, o tecido permeável foi substituído por papel filme duplo, colocado após a estabilização da massa úmida.

O número de anéis submetidos ao processo de secagem e de umedecimento foi definido em função do grau de saturação inicial das amostras, tendo em vista as diferentes condições apresentadas na Tabela 3.4. Em todos os casos, as curvas características foram construídas considerando trajetórias mistas, sendo as amostras de solo submetidas à secagem e ao umedecimento a partir da umidade de compactação. A escolha pela construção da SWCC por trajetórias mistas, ao invés de trajetórias únicas de secagem e umedecimento, se mostra mais plausível a partir das condições de campo existentes no Brasil. Por se encontrar localizado no hemisfério sul, com clima predominantemente tropical, pavimentos brasileiros não apresentam a ocorrência de gelo e degelo, típico de pavimentos em climas temperados. Essa condição dificulta a eventual saturação e dessaturação completa no solo. Além disso, a construção mista da SWCC se justifica pelo fato do estudo da histerese não constituir parte do escopo dessa pesquisa.

O controle das trajetórias, tanto o processo de secagem quanto umedecimento, foi feito a partir de constância de massa. As massas foram calculadas com auxílio computacional, de modo a abranger toda a faixa de leitura permitida pelo método do papel filtro. A variação foi sempre em função do grau de saturação do solo, dependendo do tipo de material, ajustada de modo a se obter dados suficientes para o traçado da curva característica.

As amostras submetidas à secagem foram expostas ao ar até que atingissem a massa calculada, como é possível observar na Figura 3.15b. Optou-se por não acelerar o processo de secagem, tendo em vista que isso poderia resultar em gradientes de umidade distintos numa mesma amostra. Já o umedecimento das amostras foi realizado com o auxílio de um borrifador e de um conta-gotas (Figura 3.15c). Durante a etapa de secagem e umedecimento, observaram-se variações de volume nas amostras. Os solos CA e PE apresentaram alta contração frente à secagem (Figura 3.15d), ao passo que o solo SL destacou-se pela expansão quando umedecido (Figura 3.15e). Considerando que essas variações de volume influenciam diretamente no cálculo do índice de vazios e do grau de saturação das amostras, o controle da variação de volume foi estimado com o auxílio de um paquímetro.

Após a constância de massa e, se necessário, a verificação da variação de volume, 2 papéis filtro quantitativos Whatman nº 42, de área 2 cm<sup>2</sup> (2 cm x 1 cm), foram posicionados sobre a amostra, que foi embalada primeiramente com uma camada de papel filme, seguida de papel alumínio e mais uma camada de papel filme.

Por fim, embalou-se a amostra em um saco plástico e a acondicionou em uma caixa de isopor. A Figura 3.15f ilustra o processo final de embalagem das amostras. Nas amostras umedecidas, adotou-se um papel filtro de proteção anterior a colocação dos 2 papéis filtro quantitativos. Esse papel de proteção teve por finalidade evitar a contaminação dos papéis filtro quantitativos por partículas do solo. Independentemente da função do papel filtro (medida ou proteção), este foi utilizado no estado seco ao ar, retirado diretamente da caixa, como recomendado por Marinho (1994a) e diferentemente do proposto pela norma americana D5298 (ASTM, 2016), que sugere a secagem do papel filtro em estufa anterior à sua utilização. Tal medida foi tomada principalmente em relação a uma possível alteração nas propriedades do material poroso (características de absorção), influenciando na curva de calibração e consequentemente nos valores de sucção medida.

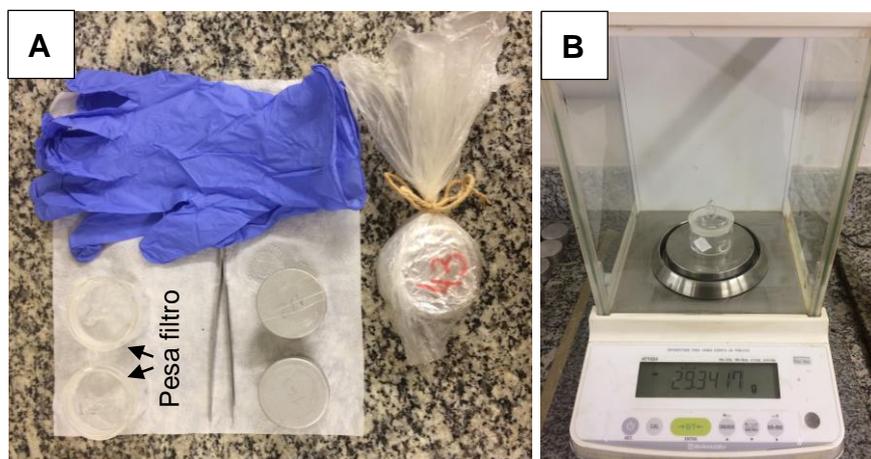
Figura 3.15 – Passo a passo para construção das curvas características dos solos pelo método do papel filtro



Fonte: Autora.

Finalizado o procedimento de embalagem das amostras, estas foram deixadas em equilíbrio (dentro da caixa de isopor) por um período de 7 a 10 dias. Após o período de equalização, definido com base na sucção medida (matricial), as amostras foram abertas e os papéis filtro acondicionados dentro de dois pesa filtros (Figura 3.16a). Cuidou-se para que o tempo entre a retirada dos papéis filtro em contato com o solo e sua colocação no pesa filtro fosse inferior a 10 segundos para evitar que o papel filtro absorvesse ou perdesse umidade para o ambiente. Após a pesagem do conjunto papel filtro + pesa filtro em balança de precisão com 4 casas decimais (0,0001 g) (Figura 3.16b), os papéis filtro foram colocados em cápsulas de alumínio e estas foram acondicionadas em estufa a  $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  pelo período de 5 horas. Ressalta-se que a aferição do pesa filtro foi realizada anteriormente a todas as medições e que em todos os momentos em que se fez o uso da balança de precisão foram utilizadas luvas para que não houvesse acréscimo de massa no pesa filtro ou na cápsula.

Figura 3.16 – Determinação da umidade do papel filtro



Fonte: Autora.

Após o período de 5 horas em estufa, as cápsulas foram acondicionadas em um dessecador para estabilização da temperatura e na sequência determinou-se a massa da cápsula + papel filtro seco. O papel filtro foi retirado e a massa da cápsula foi obtida. Finalizada a determinação da umidade dos papéis filtro, as amostras foram pesadas, em balança de precisão de 2 casas decimais, para verificação da massa após o período de equalização. Após retirar a camada de proteção dos anéis, estes foram encaminhados para estufa a  $105^{\circ}\text{C}$  para obtenção da sua massa seca. Com

isso, foi possível calcular o teor de umidade da amostra, cujo correspondente grau de saturação foi utilizado na construção da SWCC. A correlação entre a umidade do papel filtro e a sucção da amostra foi feita com base na calibração proposta por Chandler et al. (1992), apresentado na Tabela 2.2.

Uma tentativa de validação desse modelo de calibração ao lote de papel utilizado foi realizada mediante verificações feitas em um medidor psicrométrico de potencial de água WP4. O WP4 mede a sucção total da amostra por intermédio da técnica do ponto de orvalho em espelho resfriado, permitindo leituras de potenciais hídricos no intervalo de 0,1 MPa até 300 MPa. Assim, papéis filtro Whatman nº 42 foram retirados diretamente da caixa e inseridos no psicrômetro. O equipamento apresentou dificuldades para atingir o equilíbrio, exibindo leituras entre 30 MPa e 50 MPa, sem estabilizar. Esse procedimento foi repetido duas vezes, sem sucesso. Ainda assim, foram obtidas as umidades dos papéis filtro retirados do WP4. Os teores de umidade de outros dois papéis filtro que não foram submetidos ao teste no WP4 também foram estimados, totalizando quatro medidas de umidade.

Por meio da umidade do papel filtro, a sucção foi mensurada considerando todos os modelos de calibração apresentados na Tabela 2.2. Os resultados mostraram que os modelos de Chandler et al. (1992) e Leong et al. (2002) apresentaram os valores mais próximos da sucção medida pelo WP4, sendo ambos considerados adequados para o lote de papel filtro utilizado. Por ser amplamente utilizado, optou-se pela utilização do modelo de Chandler et al. (1992).

Apesar de não ser o método mais usual para a verificação da efetividade de uso de dada calibração, bem como não ter apresentado uma leitura de sucção precisa, o WP4 mostrou-se útil para uma verificação rápida da melhor calibração a ser adotada, em vista do impedimento de realização de uma calibração própria para o lote de papel filtro utilizado.

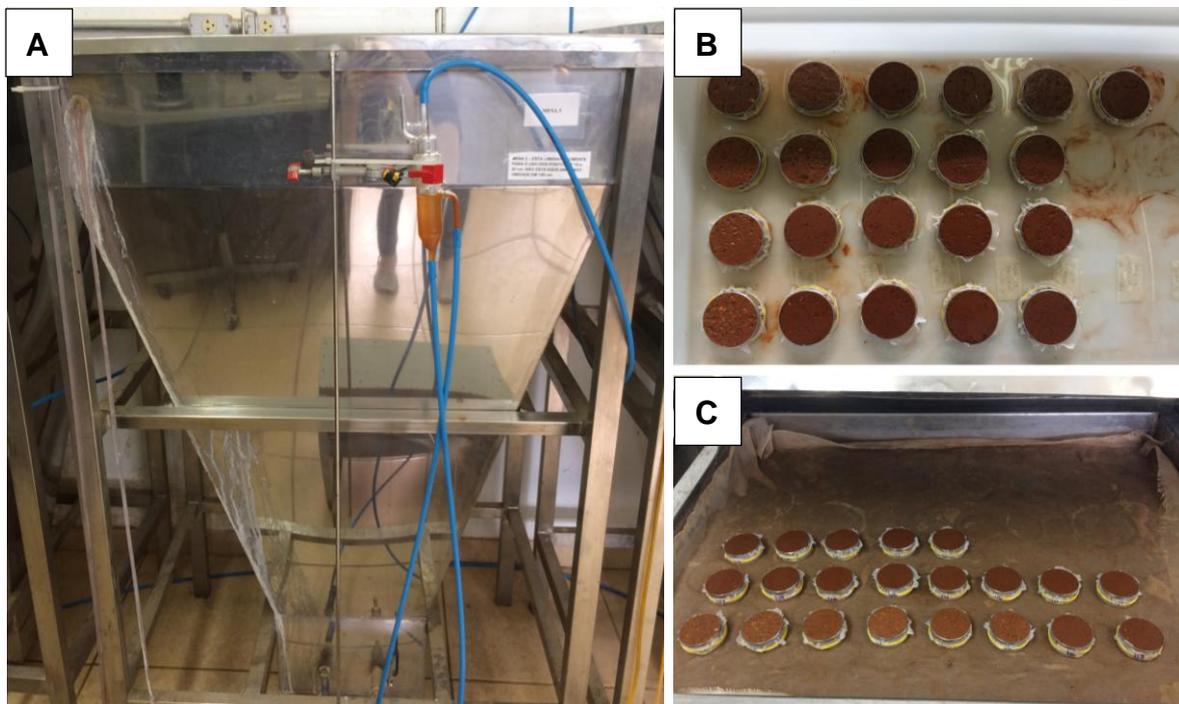
#### *3.5.4.2 Mesa de tensão com coluna de areia*

O princípio desse ensaio é semelhante ao da placa de sucção, onde não há a medida indireta da sucção, mas sim a sua imposição, que é feita a partir do desnível entre uma coluna de água e a amostra, após a completa saturação do corpo de prova. Por limitações físicas e condições práticas de laboratório, a mesa de tensão com coluna de areia, ilustrada na Figura 3.17a, é utilizada para impor sucções entre 0 kPa

e 10 kPa. Esse ensaio foi realizado no Laboratório de Física do Solo do CCR da UFSM, visando a determinação do teor de umidade em três níveis de sucção: 1 kPa, 6 kPa e 10 kPa.

Desta forma, anéis cilíndricos semelhantes aos utilizados pelo método do papel filtro foram esculpidos e previamente saturados. Na Figura 3.17b são apresentadas algumas amostras em processo de saturação. Para cada condição de ensaio apresentada na Tabela 3.4 definiram-se duas amostras com índices físicos semelhantes. A saturação dessas amostras foi realizada por capilaridade, sendo em alguns casos necessária a aplicação de baixos níveis de vácuo, de modo a garantir o completo preenchimento dos microporos com água. Ressalta-se que durante esse procedimento, o nível de pressão foi controlado juntamente com o comportamento da amostra, de modo a preservar a estrutura do solo frente a possíveis perturbações. Vale destacar ainda a excessiva perda de material ocorrida durante o manuseio e saturação das amostras, evidenciando uma possível desvantagem dessa técnica.

Figura 3.17 – Ensaio de mesa de tensão com coluna de areia



Fonte: Autora.

Após a saturação, os anéis foram pesados e posicionados na mesa de tensão, como mostra a Figura 3.17c. As amostras foram deixadas em equilíbrio com a mesa

de 2 a 4 dias, dependendo do nível de sucção requerido. Tempos de equilíbrio semelhantes foram adotados por Oliveira (2004). Ao fim de cada estágio de aplicação de sucção, as amostras foram pesadas para posterior determinação da umidade de equilíbrio. Vale destacar que as pesagens foram feitas de forma sequencial, sendo uma mesma amostra submetida aos três níveis de sucção definidos. Por fim, fez-se a determinação da massa seca das amostras (massa de sólidos), determinada, ao fim do ensaio, pelo método da estufa.

#### 3.5.4.3 Modelagem das curvas características solo-água

Após a construção das curvas características solo-água por meio das duas técnicas apresentadas, quatro equações matemáticas, presentes na literatura e apresentadas no subitem 2.1.2.2, foram pré-definidas e testadas inicialmente. Destas, duas são indicadas para o ajuste de curvas características de comportamento unimodal: Fredlund e Xing (1994) e Gitirana Jr. e Fredlund (2004); e as outras duas preveem o comportamento de SWCCs bimodais: Durner (1994) e Gitirana Jr. e Fredlund (2004). Para tanto, utilizaram-se dois *softwares*: Excel e o *software* SWCR Fit desenvolvido por Seki (2007). Este último, utilizado para modelagem da equação proposta por Durner (1994).

Nos ajustes realizados pelos modelos de Durner (1994) e Gitirana Jr. e Fredlund (2004), um ponto teórico, com valor de sucção de  $10^6$  kPa e grau de saturação igual a 0%, foi adicionado às curvas características com o intuito de facilitar o ajuste matemático dos dados experimentais, semelhante ao realizado por Feuerharmel (2007). Esse ponto, segundo a literatura, corresponde ao máximo valor de sucção da SWCC, para o qual a umidade se aproxima de zero em qualquer meio poroso. Para o modelo unimodal de Fredlund e Xing (1994) o uso desse artifício não se fez necessário, tendo em vista que nele já há uma função de correção que incorpora esse limite à equação.

#### 3.5.5 Ensaio complementares da metodologia MCT e expansibilidade LNEC

Ensaio adicionais foram realizados para a avaliação da expansibilidade dos solos e para a determinação de algumas características hidromecânicas secundárias de interesse para essa pesquisa. O potencial de expansão dos materiais em estudo

foi estimado inicialmente pelo ensaio de expansibilidade LNEC. Devido às particularidades desse ensaio e à relevância da expansão no desempenho dos materiais de pavimentação, optou-se por ampliar o estudo desse fenômeno por meio do ensaio M2 da metodologia MCT - mini-CBR e expansão. Já a capacidade de absorção de água dos solos foi determinada por intermédio de ensaios de infiltrabilidade, também pertencente à sistemática MCT, realizados com o intuito de complementar o estudo do comportamento dos solos não saturados empregados na pavimentação.

### 3.5.5.1 Expansibilidade LNEC

A determinação da expansibilidade dos solos, também conhecida como expansibilidade LNEC, foi realizada em triplicata, a partir das orientações prescritas no método de ensaio DNIT ME 160/2012. Nesse ensaio, a expansão é determinada com base em 100 g de material passante na peneira 0,42 mm, seco em estufa a uma temperatura de  $60^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ , por 16 horas. Outro ponto que diferencia essa metodologia das demais é que a expansão é mensurada sem a presença de sobrecargas que possam limitar a capacidade de variação volumétrica do solo. A Figura 3.18 ilustra o equipamento utilizado para determinação da expansibilidade por meio dessa técnica.

Figura 3.18 – Equipamento utilizado para o ensaio de expansibilidade LNEC



Fonte: Autora.

Após a preparação e secagem das amostras, estas foram compactadas em duas camadas, aplicando-se 50 golpes por camada, com o auxílio de um soquete de compactação provido de mola. O aparelho para determinação da expansibilidade foi disposto em um recipiente e o extensômetro, de curso não inferior a 10 mm, com capacidade de exercer uma força de 100 gf ao se deslocar com uma velocidade de 0,5 mm/min, foi acoplado na haste do equipamento específica para essa finalidade. Ressalta-se que o extensômetro utilizado foi previamente verificado, assim como a capacidade de compressão da mola do soquete de compactação.

Na sequência, água destilada foi adicionada até o topo da base do equipamento, e a partir desse momento, a leitura do extensômetro foi realizada periodicamente até o momento em que duas leituras iguais fossem verificadas em um intervalo de 2 horas. De posse das leituras, a expansibilidade dos solos foi calculada por meio da Equação 39. Nesse caso, a altura inicial do corpo de prova corresponde à altura do molde cilíndrico (15 mm).

$$E = \frac{(L_f - L_i)}{A_i} \times 100 \quad (39)$$

Onde:

E é a expansão do corpo de prova, expressa em %, com aproximação de 0,1;

L<sub>f</sub> é a leitura final do extensômetro, em mm, com aproximação de 0,01 mm;

L<sub>i</sub> é a leitura inicial do extensômetro, em mm, com aproximação de 0,01 mm;

A<sub>i</sub> é a altura inicial do corpo de prova, em mm, com aproximação de 0,01 mm, obtida na ocasião de compactação.

### 3.5.5.2 *Mini-CBR e Expansão*

O ensaio de mini-CBR foi desenvolvido na Iowa State University e adaptado no Brasil por Nogami (1972), compondo atualmente o conjunto de ensaios da metodologia MCT (NOGAMI E VILLIBOR, 1995). O princípio do ensaio é semelhante àquele governado pela NBR 9895 (ABNT, 2016), que mede a capacidade de suporte de um solo compactado à penetração de um pistão, sob condições controladas, em uma amostra submetida a um processo de imersão. Além do índice de suporte, o ensaio ainda determina o valor de expansão do solo, em condições saturadas.

A moldagem dos corpos de prova e a execução dos ensaios, realizados em triplicata, seguiram as diretrizes apresentadas nas normas DNER ME 228/1994 e DNER ME 254/1997, respectivamente. A primeira normativa foi parcialmente seguida, adotando-se somente o protocolo de preparação das amostras. A moldagem dos corpos de prova foi feita no cilindro miniatura padrão, com base nos teores de umidade apresentados na Tabela 3.4 (somente energia intermediária), considerando a densidade seca máxima de cada material nessa condição. A quantidade de material utilizada foi calculada em função do volume do corpo de prova e o número de golpes por face foi obtido por tentativa e erro. Ao final de cada compactação, a altura do CP era aferida, sendo aceitas medidas entre  $50 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$  que resultassem em graus de compactação de  $100\% \pm 1\%$ .

A norma DNER ME 254/1997 permite que a medida do índice de suporte seja feita com ou sem a presença de imersão e sobrecarga. Nessa tese, optou-se por determinar o CBR com imersão e com sobrecarga, de modo a simular a carga imposta pelas camadas sobrejacentes ao solo de subleito e a condição mais crítica de umidade atuante nesse material. Assim, após a compactação dos corpos de prova miniatura, estes foram submetidos à imersão pelo período mínimo de 20 horas. Após esse prazo, fez-se a leitura final no extensômetro acoplado ao cilindro e calculou-se a expansão do corpo de prova por meio da expressão matemática apresentada anteriormente na Equação 39.

Após retirar o corpo de prova da imersão e deixá-lo em repouso durante 1 hora, efetuou-se a determinação da penetração. De posse das leituras feitas no extensômetro do anel dinamométrico, foi possível traçar as curvas carga-penetração e na sequência calcular os valores do mini-CBR por meio de dois métodos distintos: correlações e cargas padrão. As expressões utilizadas pelo primeiro método encontram-se descritas na norma do antigo DNER, sendo apresentadas na Equação 40. Já as equações do método das cargas padrão, que segundo Villibor e Nogami (2009) é, teoricamente, mais correto, são apresentadas na Equação 41.

$$\begin{aligned} \log (\text{Mini-CBR}) &= -0,254 + 0,896 \times \log C_1 \\ \log (\text{Mini-CBR}) &= -0,356 + 0,937 \times \log C_2 \end{aligned} \quad (40)$$

$$\begin{aligned} (\text{Mini-CBR}) &= 100 \times C_{p1} / 72,60 \times 2 \\ (\text{Mini-CBR}) &= 100 \times C_{p2} / 108,90 \times 2 \end{aligned} \quad (41)$$

Onde:

$C_1$  e  $C_2$  são, respectivamente, as cargas (kgf) correspondentes às penetrações 2,00 mm e 2,50 mm, obtidas após a correção das curvas obtidas;

$C_{p1}$  e  $C_{p2}$  são as cargas (kgf) obtidas após a correção das curvas obtidas, correspondentes às penetrações 0,84 mm e 1,70 mm, respectivamente.

### 3.5.5.3 Infiltrabilidade

A avaliação da capacidade de absorção por capilaridade dos solos foi realizada com a finalidade de complementar os estudos acerca da variação de umidade pós-compactação. Segundo Nogami e Villibor (1995), o ensaio de infiltrabilidade, pertencente à metodologia MCT, é muito elementar e pouco preciso, mas auxilia na caracterização de solos a serem utilizados em pavimentos e acostamentos.

Nessa pesquisa, os ensaios foram realizados em duplicata, nas mesmas condições apresentadas na Tabela 3.4, a partir de corpos de prova obtidos de duas formas distintas: por intermédio de anéis cilíndricos de aproximadamente 50 mm de diâmetro por 53 mm de altura esculpidos e extraídos de corpos de prova 10 cm x 20 cm; e por meio de amostras moldadas diretamente no equipamento miniatura. A primeira metodologia foi adotada para a realização dos ensaios em amostras moldadas por diferentes técnicas de compactação. Já as variações de umidade de compactação foram simuladas em amostras moldadas no compactador miniatura, com base na mesma metodologia utilizada para os ensaios de mini-CBR e expansão.

Após a compactação ou extração das amostras, o conjunto haste e peso padrão foram posicionadas sobre elas, como mostra a Figura 3.19a, de modo a simular a sobrecarga do pavimento subjacente. A execução do ensaio consistiu em colocar as amostras de solo sobre um suporte com superfície porosa, previamente nivelado com um tubo de vidro graduado cheio de água e sem a presença de bolhas de ar (Figura 3.19b). Ao colocar a amostra em contato com o suporte e liberar o fluxo de água, a água tende a infiltrar no solo devido às tensões capilares relacionadas à sucção do solo, e a partir desse momento são feitas leituras em tempos predeterminados. Essas leituras foram feitas dentro de um período de 24 horas, atendendo ao mínimo de 16 horas exigido e a estabilização das leituras no menisco (NOGAMI E VILLIBOR, 1995). Ressalta-se que em algumas condições,

principalmente para os solos mais argilosos, não observou-se a estabilização efetiva do menisco, mas sim, uma tendência a ocorrência dessa estabilização.

Com os resultados obtidos foi possível representar graficamente as leituras (cm) *versus* o tempo de cada leitura em escala proporcional à raiz quadrada do tempo (em minutos). O coeficiente de sorção foi obtido a partir da Equação 42, considerando a reta inclinada formada pelo gráfico construído.

$$s = \frac{(L_2 - L_1) \times St}{(\sqrt{t_2} - \sqrt{t_1}) \times Sp} \quad (42)$$

Onde:

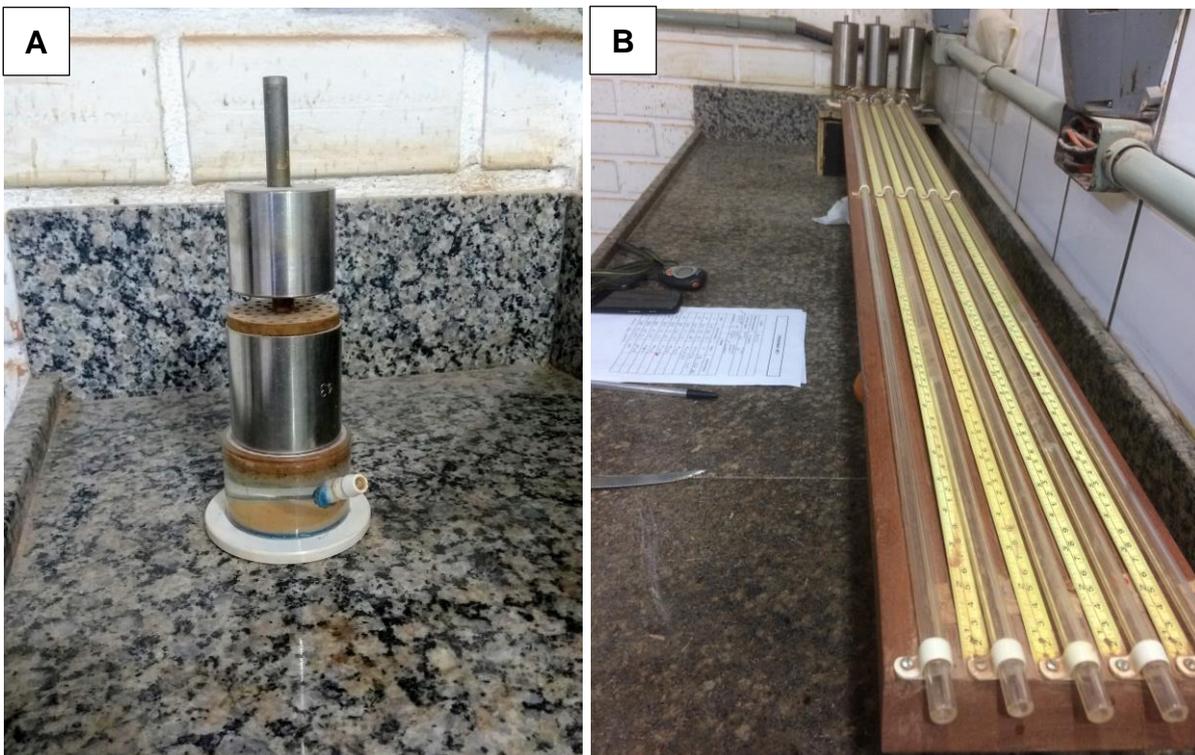
$s$  é o coeficiente de sorção em  $\text{cm} / \text{min}^{1/2}$ ;

$L_1$  e  $L_2$  são pontos da reta (cm) que passa pela origem e que são correspondentes aos tempos  $t_1$  e  $t_2$ , da mesma reta, expressos em minutos;

$S_t$  é a seção interna média do tubo horizontal, em  $\text{cm}^2$ ;

$S_p$  é a seção do corpo de prova, em  $\text{cm}^2$ .

Figura 3.19 – Detalhes do equipamento utilizado no ensaio de infiltrabilidade MCT



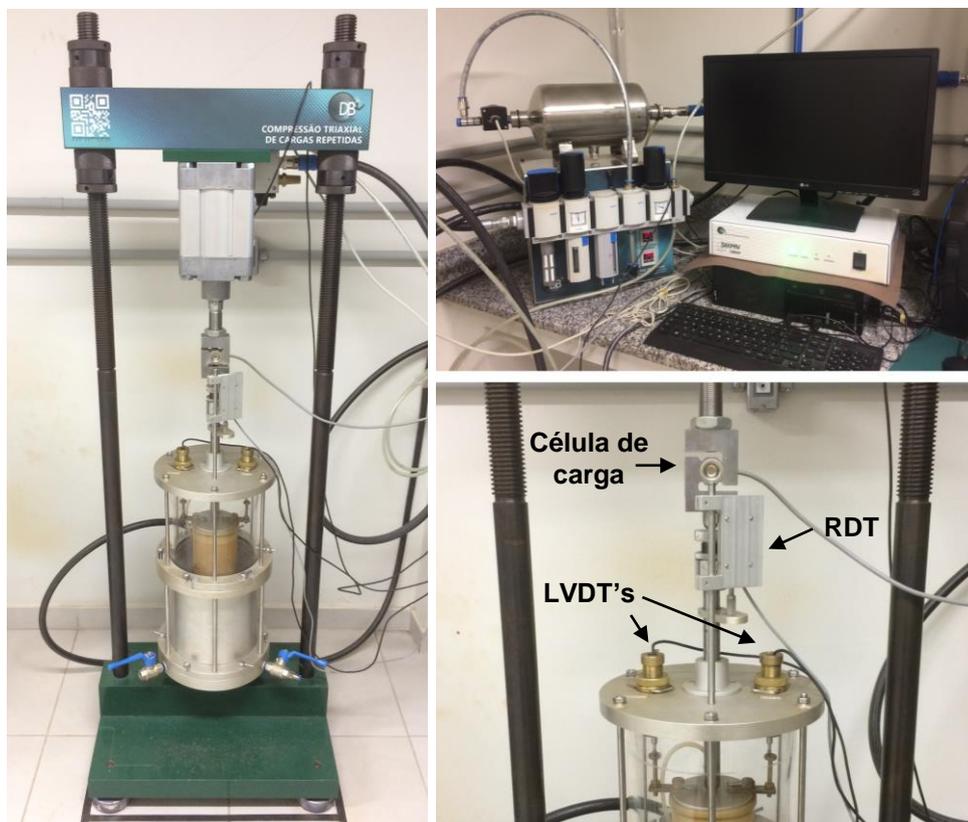
### 3.5.6 Ensaios triaxiais de cargas repetidas

Os ensaios triaxiais de cargas repetidas (ETCR) foram realizados visando a obtenção do módulo de resiliência e da deformação permanente acumulada dos solos em estudo. Esse ensaio tem por finalidade reproduzir em laboratório as condições de carregamento impostas em campo, sendo considerado de suma importância na avaliação das características mecânicas dos materiais de pavimentação.

#### 3.5.6.1 Descrição do equipamento

O equipamento para execução dos ensaios triaxiais dinâmicos é ilustrado na Figura 3.20. As cargas são aplicadas por um sistema pneumático de ar comprimido que é controlado automaticamente por um sistema ligado a um computador, gerenciado pelo programa SEEPAV 14200 (Sistema de Ensaios Especiais de Pavimentação).

Figura 3.20 – Equipamento utilizado para a realização dos ensaios triaxiais dinâmicos



Fonte: Autora.

O controle e a leitura da tensão desvio é feito por meio de uma célula de carga HBM (capacidade nominal de 10 kN) localizada na ponta do pistão de aplicação de carga, enquanto as deformações elásticas são medidas por dois transdutores de deslocamento do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), de especificação *Solartron G-Type*, com alcance de 5 mm, posicionados no interior da câmara sobre “parafusos extensores” fixados no *top cap*. Para o estudo da deformação permanente é utilizado um transdutor de deslocamento resistivo do tipo RDT (*Rectilinear Displacement Transduce*) da marca Gefran, com curso útil de 25 mm, acoplado a parte externa da câmara triaxial. Os dados são adquiridos com auxílio computacional.

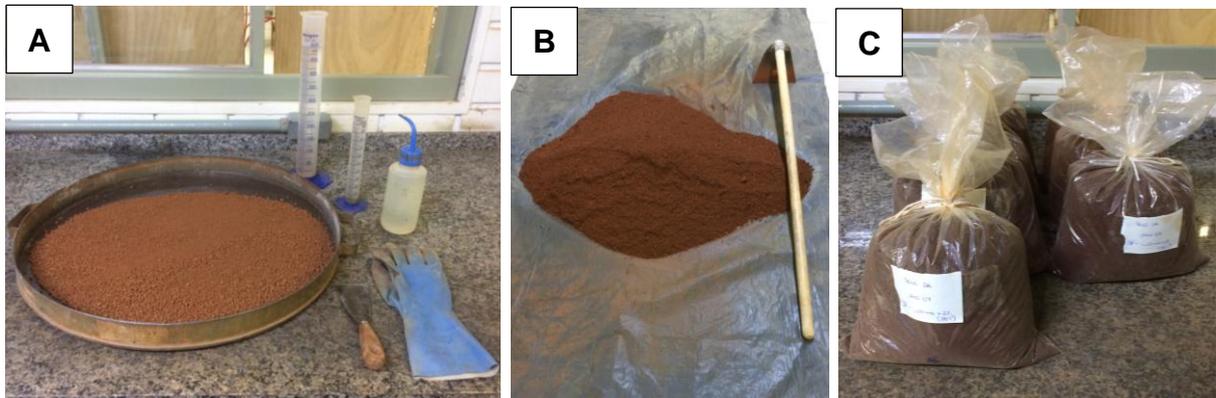
### *3.5.6.2 Preparação das amostras, moldagem dos corpos de prova e protocolo para umedecimento e secagem pós-compactação*

A preparação das amostras para os ensaios triaxiais de cargas repetidas foi feita a partir das orientações apresentadas nas normas DNIT IE 179/2018 e DNIT ME 134/2018. A primeira normativa recomenda que após a adição de água para obtenção da umidade de compactação e sua posterior mistura e homogeneização, as  $n$  amostras destinadas a determinação da deformação permanente dos solos sejam novamente homogeneizadas em conjunto, de modo a obter uma maior uniformidade na umidade das amostras. Esse procedimento de mistura e homogeneização também foi adotado para as amostras submetidas ao ensaio de módulo de resiliência, tendo em vista a necessidade de três ensaios válidos para modelagem desse parâmetro.

Dessa forma, após a secagem prévia dos solos ao ar livre e a obtenção da umidade higroscópica de cada material, as amostras foram preparadas considerando as diferentes umidades de compactação. Para cada teor de umidade de compactação, foram preparadas 4 amostras de 4 kg cada para obtenção do MR e 7 amostras de mesma massa para determinação da DP. Estas foram umedecidas individualmente (Figura 3.21a) e posteriormente homogeneizadas em conjunto (Figura 3.21b), de acordo com o ensaio a ser realizado, sendo na sequência acondicionadas em sacos plásticos hermeticamente fechados (Figura 3.21c) e levadas à câmara úmida por um período mínimo de 12 horas, anterior à compactação. Das amostras preparadas, três foram utilizadas na obtenção do módulo de resiliência e seis foram submetidas aos

ensaios de deformação permanente. As amostras restantes foram reservadas para o caso de necessidade de repetição dos ensaios.

Figura 3.21 – Preparação das amostras para os ensaios triaxiais de cargas repetidas



Fonte: Autora.

A moldagem dos corpos de prova foi realizada considerando diferentes métodos, energias e umidades de compactação, de acordo com o programa experimental de cada ensaio triaxial dinâmico. A Tabela 3.5 sintetiza o programa de ensaios para a determinação do módulo de resiliência dos solos em estudo. As variáveis de estudo consideradas foram a energia de compactação, o método e a umidade de compactação, além da umidade pós-compactação. Cabe ressaltar que para o solo CA, a compactação por amassamento só foi realizada nas amostras compactadas na energia intermediária, pois como visto no item 3.5.2.1 ao serem compactadas na energia normal não resistiram a extração e se fragmentaram (Figura 3.12e). O solo SL, por sua vez, diferencia-se dos demais por não considerar o método de compactação por amassamento em seu programa experimental e por apresentar uma variação de umidade diferenciada para a compactação acima da umidade ótima, como justificado ao longo do item 3.5.2.

A deformação permanente dos solos foi estimada em diferentes condições de umidade de compactação e pós-compactação. A energia e o método de compactação não constituíram variáveis de análise nesse caso. As amostras foram compactadas somente na energia Proctor intermediário, por meio do método de compactação dinâmica. A Tabela 3.6 apresenta o programa de ensaios destinados à determinação da deformação permanente.

Tabela 3.5 – Programa de ensaios para obtenção do módulo de resiliência

Material	Energia de compactação	Método de compactação	Condições de umidade		
			$W_{compactação}$ (%)	$W_{ensaio}$ (%) <sup>1</sup>	
Solo CA	Normal	Impacto Estática	$W_{ótima}$	$W_{ótima}$	
			$W_{ótima}$	$W_{ótima}$	
			$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%}$	
			$W_{ótima+2\%}$	$W_{ótima+2\%}$	
			$W_{ótima}$	$W_{ótima} -2\%$	
			$W_{ótima}$	$W_{ótima} -4\%$	
	Intermediária *	Impacto	$W_{ótima}$	$W_{ótima} +2\%$	
			$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%} -2\%$	
			$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%} -4\%$	
			$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%} +2\%$	
			$W_{ótima+2\%}$	$W_{ótima+2\%} -2\%$	
			$W_{ótima+2\%}$	$W_{ótima+2\%} -4\%$	
		Estática Amassamento	$W_{ótima}$	$W_{ótima}$	
			$W_{ótima}$	$W_{ótima}$	
			$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%}$	
			$W_{ótima+2\%}$	$W_{ótima+2\%}$	
			$W_{ótima}$	$W_{ótima} -2\%$	
			$W_{ótima}$	$W_{ótima} -4\%$	
Solo PE	Intermediária *	Impacto	$W_{ótima}$	$W_{ótima} +2\%$	
			$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%} -2\%$	
			$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%} -4\%$	
			$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%} +2\%$	
			$W_{ótima+2\%}$	$W_{ótima+2\%} -2\%$	
			$W_{ótima+2\%}$	$W_{ótima+2\%} -4\%$	
	Estática Amassamento	$W_{ótima}$	$W_{ótima}$		
		$W_{ótima}$	$W_{ótima}$		
		$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%}$		
		$W_{ótima+1\%}$	$W_{ótima+1\%}$		
		$W_{ótima}$	$W_{ótima} -2\%$		
		$W_{ótima}$	$W_{ótima} -4\%$		
	Solo SL	Intermediária *	Impacto	$W_{ótima}$	$W_{ótima} +2\%$
				$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%} -2\%$
				$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%} -4\%$
				$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%} +2\%$
				$W_{ótima+1\%}$	$W_{ótima+1\%} -2\%$
				$W_{ótima+1\%}$	$W_{ótima+1\%} -4\%$
Estática		$W_{ótima}$	$W_{ótima}$		
		$W_{ótima}$	$W_{ótima}$		
		$W_{ótima-2\%}$	$W_{ótima-2\%}$		
		$W_{ótima+1\%}$	$W_{ótima+1\%}$		
		$W_{ótima+1\%}$	$W_{ótima+1\%} -2\%$		
		$W_{ótima+1\%}$	$W_{ótima+1\%} +2\%$		

Fonte: Autora.

Notas: <sup>1</sup>  $W_{ensaio}$ :  $W_{compactação} \pm$  umidade pós-compactação (trajetórias); \* Energia referente à  $W_{ótima}$ , visto que com a variação de umidade inicial o esforço de compactação foi modificado para manter a  $\gamma_d máx$ .

Inicialmente as condições de umidade seriam as mesmas adotadas para os ensaios de módulo de resiliência. Entretanto, devido à carência de material e ao considerável tempo de ensaio, o programa experimental para determinação da deformação permanente foi reduzido. Assim, foram realizados ensaios na umidade ótima de compactação e em condições de umidade consideradas críticas: acima da umidade ótima ( $W_{ótima+2\%}/W_{ótima+1\%}$ ) e submetidas ao umedecimento pós-compactação ( $W_{ótima+2\%}$  e  $W_{ótima+2\%}/W_{ótima+1\%} +2\%$ ).

Tabela 3.6 – Programa de ensaios para determinação da deformação permanente

Energia e método de compactação	Material	Condições de umidade	
		$W_{compactação}$ (%)	$W_{ensaio}$ (%) <sup>1</sup>
Intermediária * Impacto	Solo CA	$W_{ótima}$	$W_{ótima}$
		$W_{ótima}$	$W_{ótima} +2\%$
		$W_{ótima+2\%}$	$W_{ótima+2\%}$
		$W_{ótima+2\%}$	$W_{ótima+2\%} +2\%$
	Solo PE	$W_{ótima}$	$W_{ótima}$
		$W_{ótima}$	$W_{ótima} +2\%$
		$W_{ótima+2\%}$	$W_{ótima+2\%}$
		$W_{ótima+2\%}$	$W_{ótima+2\%} +2\%$
	Solo SL	$W_{ótima}$	$W_{ótima}$
		$W_{ótima}$	$W_{ótima} +2\%$
		$W_{ótima+1\%}$	$W_{ótima+1\%}$
		$W_{ótima+1\%}$	$W_{ótima+1\%} +2\%$

Fonte: Autora.

Notas: <sup>1</sup>  $W_{ensaio}$ :  $W_{compactação}$  + umedecimento; \* Energia referente à  $W_{ótima}$ , visto que com a variação de umidade inicial o esforço de compactação foi modificado para manter a densidade máxima.

Independentemente do tipo de ensaio triaxial dinâmico, todos os corpos de prova foram moldados no padrão 10 cm x 20 cm, conforme recomendado pelas normativas que regulamentam esses ensaios (DNIT IE 179/2018 e DNIT ME 134/2018), obedecendo os protocolos de moldagem para as diferentes condições de compactação, descritos e detalhados na subseção 3.5.2. No que tange ao controle da compactação, nenhuma dessas normativas descreve um critério de aceitação quanto à variação do grau de compactação, somente em relação à variação do teor de umidade após realização do ensaio ( $\pm 1\%$  para material granular e  $\pm 0,5\%$  para material fino). Assim, como já mencionado no item 3.5.2, adotou-se como preceito um grau de compactação de  $100\% \pm 1\%$ , visando padronizar a moldagem das amostras.

Somente para os corpos de prova do solo PE, moldados acima da umidade ótima, foram excepcionalmente aceitos valores de GC próximos de 98%, conforme já justificado anteriormente.

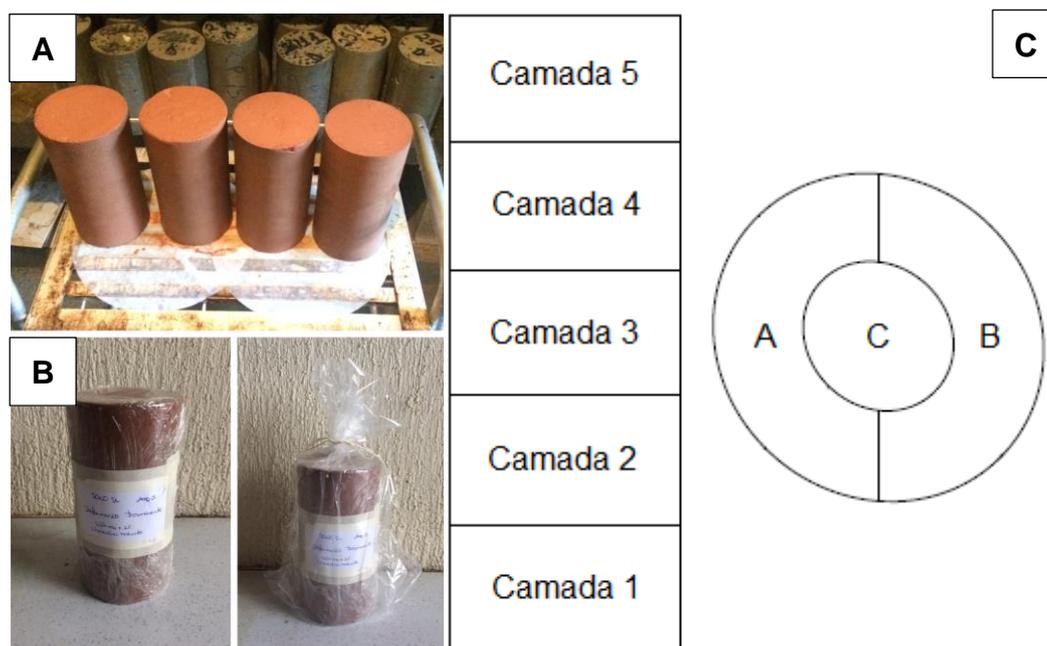
Além das variáveis de compactação, alguns corpos de prova foram moldados e na sequência submetidos às variações de umidade pós-compactação (umedecimento e secagem), simulando alterações na umidade de equilíbrio dos solos utilizados em subleitos rodoviários. Para tanto, foram definidos os seguintes teores de umidade:  $W_{compactação} -4\%$ ,  $W_{compactação} -2\%$  e  $W_{compactação} +2\%$ .

As variações associadas à secagem foram estabelecidas com base em trabalhos científicos compostos de ampla investigação de campo e laboratório (ARANOVICH, 1985; NERVIS, 2016; FERRI, 2018), partindo-se do princípio de que a umidade de equilíbrio quase sempre é inferior ao teor de umidade ótimo, considerando sistemas de drenagem eficientes. Em contrapartida, o teor de umidade definido para o simular o umedecimento (+2%), visa reproduzir as condições onde esses sistemas de drenagem não sejam tão eficientes ou outras situações que estimulem o acesso da umidade ao pavimento por outros meios (vide Figura 2.14). A definição de um único teor de umedecimento encontra-se embasado no grau de saturação dos solos na umidade ótima de compactação, que como será visto nos resultados, é próximo de 90%. Assim, com o umedecimento de 2% já se teriam amostras muito próximas da saturação teórica, dispensando a escolha de outros teores de umidade para simular o umedecimento pós-compactação.

O processo de secagem foi realizado submetendo às amostras a exposição ao ar livre, em ambiente com temperatura controlada, monitorando a massa de cada corpo de prova. O umedecimento foi realizado por meio de aspersão de água na superfície das amostras, as quais permaneceram expostas em câmara úmida durante todo o procedimento, como mostra a Figura 3.22a. O acondicionamento em câmara úmida durante o processo de umedecimento foi adotado tendo em vista manter as amostras em um ambiente úmido e saturado, livre de variações de umidade e possível ocorrência do fenômeno da histerese. Semelhante a secagem, o processo de umedecimento foi controlado por meio da massa do corpo de prova. Para ambos os casos, após atingida a umidade requerida, a amostra foi envolvida com papel filme, embalada em saco plástico (Figura 3.22b) e acondicionada em câmara úmida pelo período mínimo de 7 dias e máximo de 10 dias para correta homogeneização da umidade dos corpos de prova.

Após a realização dos ensaios triaxiais, cada corpo de prova submetido às variações de umidade pós-compactação foi dividido em cinco partes, para o controle da umidade ao longo da sua altura. Cada uma dessas partes foi subdividida em três porções, totalizando 15 pontos de verificação de umidade, como mostra a Figura 3.22c. Em alguns casos específicos, como em amostras submetidas à secagem de 4%, não foi possível a determinação da umidade para todos os pontos especificados em decorrência da dificuldade em fragmentar o corpo de prova. Para esses casos, determinou-se a umidade por camada, totalizando 5 aferições de umidade por CP. Essa verificação foi feita para avaliar a uniformidade dos processos de secagem e umedecimento, semelhante ao realizado por Khoury e Zaman (2004).

Figura 3.22 – Metodologia para o umedecimento e secagem pós-compactação



Fonte: Autora.

### 3.5.6.3 Módulo de resiliência

Os ensaios de módulo de resiliência foram realizados com base nas diretrizes apresentadas na norma rodoviária DNIT ME 134/2018. Para cada condição de compactação apresentada na Tabela 3.5, esses ensaios foram realizados em triplicata, como preconizado pelo método de ensaio. Esse método de ensaio descreve duas sequências de tensões possíveis para obtenção do módulo de resiliência de

solos e britas. A primeira sequência é composta de 3 pares de tensões na fase de condicionamento, totalizando 1500 solicitações, e 18 pares de tensões de carregamento efetivo. Para solos de subleito, a norma admite que o condicionamento seja realizado apenas com o primeiro par de tensões ( $\sigma_3 = 0,070$  MPa e  $\sigma_d = 0,070$  MPa), em um total 500 repetições, e que se adote uma sequência de estado de tensões reduzida para esses materiais. Neste caso, ao invés de 18 pares, aplicam-se 12 pares de tensões desvio e confinante. Em ambos casos, a frequência das cargas repetidas (tensão desvio) é de 60 ciclos por minuto (1 Hz).

Nessa pesquisa, optou-se por realizar todos os ensaios considerando a sequência de tensões reduzida, apresentada na Tabela 3.7. Essa escolha foi embasada, primeiramente, em adversidades relatadas por Peraça (2007), Weber (2013), Santos (2016), Zago (2016), Damo (2016) e Kern (2017), quanto à falta de capacidade dos solos do Rio Grande do Sul de suportarem a sequência de tensões completa prevista por norma, não resistindo ao último par da fase de condicionamento. Além disso, conforme relatos de Custódio (2019) e Callegaro et al. (2021), os solos em estudo nessa pesquisa, quando submetidos às trajetórias de umedecimento, tendem a não suportar a sequência de tensões completa, sendo outro fator de justificativa para tal escolha. Assim, optou-se por padronizar o estado de tensões aplicado em todas as análises realizadas.

Tabela 3.7 – Sequência de tensões para determinação do MR para solos de subleito

Fase	Tensão confinante $\sigma_3$ (MPa)	Tensão desvio $\sigma_d$ (MPa)
Condicionamento	0,070	0,070
		0,020
		0,040
Ensaio propriamente dito	0,035	0,060
		0,035
		0,070
	0,050	0,105
		0,050
		0,100
0,070	0,150	
	0,070	
	0,140	
		0,210

As análises relacionadas à rigidez dos solos foram subdivididas de acordo com as variáveis de estudo: estado de tensões, método de compactação, energia de compactação, umidade/sucção e aspectos gerais dos materiais. No geral, as discussões foram embasadas em representações gráficas e tabelas resumo. Os demais recursos utilizados são apresentados na sequência.

A relação entre a rigidez dos solos e o estado de tensões foi avaliada, inicialmente, por meio de análises de desempenho dos principais modelos que levam em consideração as tensões atuantes. Dentre as equações matemáticas apresentadas na Tabela 2.5, foram definidas àquelas que relacionam o MR à tensão confinante (Equação 8), à tensão desvio (Equação 9), ao invariante de tensões (Equação 10), e ao conjunto de tensões por meio do modelo composto (Equação 11) e do modelo universal da AASHTO (Equação 12). As regressões foram realizadas com o auxílio dos *softwares* Excel e Estatística 10.0. Posteriormente, realizou-se a análise dos parâmetros de regressão do modelo que melhor representou o comportamento resiliente dos solos em estudo, que serviu como ponto de partida para as demais análises e discussões.

A influência do método de compactação no módulo de resiliência dos solos estudados foi avaliada com base em duas análises estatísticas distintas. A primeira análise estatística foi realizada por meio da determinação da média, desvio padrão, variância e coeficiente de variação, utilizadas na verificação do grau de dispersão dos módulos de resiliência considerando cada um dos 12 pares de tensão previstos em norma (sequência de tensões reduzida para solos de subleito). Para tanto, os módulos de resiliência para toda essa faixa de tensões foram calculados, a partir do melhor modelo de previsão determinado, e comparados por meio das relações estatísticas calculadas, par por par.

A segunda análise, realizada no *software* Past 3.0, consistiu em testes estatísticos, onde avaliou-se a hipótese de igualdade entre as médias/medianas dos módulos resilientes obtidos para cada método de compactação, considerando o conjunto de estados de tensões simulado. Para tanto, foram realizados testes de normalidade *Shapiro-Wilk* e na sequência foram aplicados testes paramétricos e não paramétricos. Para as análises com duas amostras (impacto e estática) adotaram-se os testes paramétrico T de *Student* e não paramétrico de *Mann-Whitney*. Para as análises com três amostras (impacto, estática e amassamento) adotou-se o teste não paramétrico de *Kruskal-Wallis* em conjunto com o teste *post hoc* de *Dunn*. Tanto para

os testes paramétricos como não paramétricos, adotou-se um nível de significância de 5%, sendo a hipótese nula ( $H_0$ ) relativa a semelhança estatística entre os módulos de resiliência obtidos por diferentes metodologias de compactação e a hipótese alternativa ( $H_1$ ) referente a possíveis diferenças estatísticas entre esses valores.

No estudo da previsão do módulo de resiliência considerando as variações de umidade e os efeitos da sucção, inicialmente realizaram-se análises de correlação entre os dados experimentais de MR e as variáveis associadas à umidade (teor de umidade, grau de saturação e sucção matricial) e ao estado de tensões (tensões desvio, confinante e invariante de tensões). Essas análises foram realizadas no *software* *Statística 10.0*, por meio das correlações de Pearson e Spearman, que avaliam respectivamente relações lineares e monotônicas. Nesta última, as variáveis tendem a mudar juntas mas não necessariamente a uma taxa constante, nem sob uma distribuição normal. Em ambos casos, o coeficiente de correlação varia de -1 a +1, sendo os valores extremos característicos de fortes correlações e os valores próximos de 0 indicativos de baixa correlação entre os dados.

Na sequência, os dados experimentais foram ajustados por modelos nacionais e internacionais que consideram os efeitos da sucção na previsão do módulo de resiliência. Com base nesses resultados, uma equação para previsão do MR foi proposta e avaliada. Os resultados da regressão do modelo proposto para os três solos em estudo foram comparados com outros dois modelos nacionais por meio de três avaliadores de qualidade de ajuste: coeficiente de determinação ( $R^2$ ), raiz quadrada do erro médio (RMSE) e o critério de informação de Akaike (AIC), que leva em consideração o número de parâmetros de regressão do modelo.

A validação do modelo foi realizada considerando dois solos previamente estudados por Khoury et al. (2011) e Han e Vanapalli (2017). A reduzida quantidade de materiais para a validação deve-se às dificuldades encontradas na obtenção de dados na literatura, principalmente acerca de solos tropicais. Do estudo de Khoury et al. (2011) adotaram-se os dados da primeira curva de secagem, devido ao maior número de variações de sucção disponíveis. Já do trabalho de Han e Vanapalli (2017) utilizaram-se somente os resultados referentes ao solo OLC. A Tabela 3.8 traz um resumo dos dados utilizados. Vale destacar que os estados de tensões inseridos no *software* *Statística 10.0* para modelagem foram àqueles referentes à normativa americana T 307-99 (AASHTO, 2017).

Tabela 3.8 – Dados utilizados para a validação do modelo proposto

Referência	Descrição	Parâmetros do modelo da AASHTO *			Sucção (kPa)
		k1	k2	k3	
Khoury et al. (2011)	Solo siltoso 46% silte	235,5	0,4339	-0,1609	8
		356,5	0,5640	-0,3733	25
		590,9	0,4901	-0,2385	50
		797,9	0,5053	-0,2746	75
		927,4	0,5253	-0,2347	100
Han e Vanapalli (2017)	Solo argiloso marinho 32% argila IP: 26% TRB: A-6 SUCS: CL	273	1,20	-4,12	0
		267,4	0,40	-0,78	41
		247,9	0,21	-0,15	68
		533,8	0,39	-1,33	147
		469,5	0,22	-1,07	219
		720,9	-0,07	-0,02	290
		1170	0,29	-1,79	420
1279	0,15	-1,76	558		

Fonte: Autora.

Nota: \* Tensões em kPa.

#### 3.5.6.4 Deformação permanente

A metodologia de ensaio adotada para avaliação da deformação permanente seguiu as diretrizes apresentadas na normativa rodoviária DNIT IE 179/2018. Nesse ensaio, não há necessidade da execução da fase de condicionamento, visto haver interesse em todas as deformações apresentadas pelo material. Entretanto, para cada corpo de prova é necessário à realização de um procedimento inicial para garantia total do contato entre o pistão e o *top cap*, evitando-se eventuais folgas que possam vir a ser lidas como deformação permanente. Esse procedimento consiste na aplicação de 50 ciclos de cargas iniciais, considerando um par de tensões 0,030 MPa x 0,030 MPa. Ao contrário do ensaio para obtenção do MR, onde um único corpo de prova é submetido a todos os pares de tensões descrito em norma, na determinação da DP cada amostra é submetida a pelo menos 150.000 ciclos de aplicação de carga para cada estado de tensões adotado. Nessa pesquisa, devido às configurações do *software* de aquisição de dados, os ensaios foram realizados até 155.000 ciclos para se atingir leituras acima do mínimo exigido. Deste modo, cada ensaio teve uma

duração de aproximadamente 21 horas, considerando uma frequência de aplicação de cargas de 2 Hz.

A instrução de ensaio citada pode ser utilizada para determinação da deformação permanente de um material para um dado estado de tensões específico ou para determinação de parâmetros de modelos matemáticos de deformação permanente para uso em projeto de dimensionamento de pavimentos. Para a modelagem pelo modelo de Guimarães (2009), a norma DNIT ME 179/2018 preconiza que ao todo devem ser realizados 9 ensaios válidos de deformação permanente, considerando os pares de tensão desvio e confinante apresentados na Tabela 3.9. Entretanto, a mesma norma admite a realização de no mínimo 6 ensaios válidos, desde que as tensões adotadas compreendam a amplitude de tensões atuantes no material em campo. Em função do tempo de realização dos ensaios, optou-se pela realização do número mínimo de 6 amostras, sendo os pares definidos com base no estudo de Lima et al. (2019a), e destacados em negrito na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Estados de tensões indicados para determinação da deformação permanente

Ensaio	Tensão confinante $\sigma_3$ (MPa)	Tensão desvio $\sigma_d$ (MPa)	Número de repetições (N)
Procedimento inicial*	0,030	0,030	50
<b>(1)</b>		<b>0,040</b>	
(2)	<b>0,040</b>	0,080	
<b>(3)</b>		<b>0,120</b>	
<b>(4)</b>		<b>0,080</b>	
(5)	<b>0,080</b>	0,160	Mínimo 150.000
<b>(6)</b>		<b>0,240</b>	
(7)		0,120	
<b>(8)</b>	<b>0,120</b>	<b>0,240</b>	
<b>(9)</b>		<b>0,360</b>	

Fonte: DNIT IE 179/2018.

Nota: \* Procedimento inicial realizado para todos os corpos de prova.

As análises dos resultados dos ensaios de deformação permanente foram, em grande parte, embasadas em representações gráficas e tabelas comparativas, destacando-se os estudos acerca da influência da variação de umidade, das tensões desvio e confinante, e da deformação permanente no módulo de resiliência. No que

tange à modelagem dos dados e à pesquisa de ocorrência do *shakedown*, outros tipos de recursos gráficos e estatísticos foram adotados, sendo descritos na sequência.

No item que aborda a relação entre a DP, a umidade e a sucção, além do uso dos gráficos e tabelas, realizam-se análises estatísticas de correlação. Essas análises foram executadas no *software* Estatística 10.0 baseadas no coeficiente de correlação de Pearson. O objetivo principal foi avaliar a intensidade da relação entre as variáveis de umidade e a deformação permanente acumulada dos solos em estudo. Diferentemente das análises anteriores, acerca da rigidez dos materiais, nesse caso não considerou-se o coeficiente de correlação de Spearman, pois em uma análise preliminar verificou-se a equivalência entre alguns resultados. As análises foram realizadas individualmente para cada um dos estados de tensões avaliados, baseadas nas análises feitas por Lima (2020), considerando os resultados das amostras submetidas ao umedecimento e na umidade ótima de compactação e desconsiderando os dados das amostras compactadas acima da umidade ótima.

Os parâmetros  $\psi_i$  do modelo de Guimarães (2009) foram determinados para cada um dos solos em estudo e em cada uma das condições de umidade avaliadas, a partir de análises de regressão não lineares múltiplas realizadas no Estatística 10.0. Nessa modelagem foram computados todos os resultados válidos, inclusive das amostras que apresentaram excesso de deformação permanente durante os ensaios.

Como parte dos objetivos específicos dessa pesquisa, apresentou-se uma proposta de adaptação do modelo de Guimarães (2009) com base na incorporação dos efeitos da umidade e da sucção. A equação foi elaborada com base na análise prévia dos resultados experimentais e em modelos pré-existentes na literatura. Inúmeras tentativas de estruturação foram simuladas até chegar ao modelo de previsão mais adequado. A análise e o tratamento dos *outliers* foram realizados, excluindo-se os pontos dispersos com base nos trabalhos de Guimarães (2009), Ribeiro (2013) e Zago (2016). A análise de qualidade estatística do modelo foi feita por meio do coeficiente de determinação ( $R^2$ ), da raiz quadrada do erro médio (RMSE), do critério de informação de Akaike (AIC) e pela observação visual dos resíduos da regressão. Destaca-se que a validação do modelo não pôde ser realizada devido às dificuldades encontradas na captação de dados na literatura, tendo em vista o reduzido número de trabalhos que relacionam o acúmulo de deformação permanente com a sucção do solo. Os poucos trabalhos existentes não apresentam ou não expõem os dados necessários à validação de forma clara.

A estabilização das deformações permanentes foi avaliada por meio da pesquisa de ocorrência do *shakedown*. Segundo Lima (2020) existem diferentes formas possíveis de definir o *shakedown*: graficamente pelo modelo de Dawson e Wellner (1999), incluindo os valores das taxas de acréscimo de deformação permanente; pela relação entre a deformação permanente e o número de aplicações de cargas; e por intermédio dos limites (equações e inequações) propostos por Werkmeister (2003). A norma que regulamenta o ensaio de deformação permanente (DNIT IE 179/2018) sugere a utilização da primeira forma de classificação referida pela autora. Assim, na presente pesquisa, optou-se, em um primeiro momento, por utilizar as representações gráficas baseadas no modelo de Dawson e Wellner (1999), considerando os eixos modificados por Guimarães (2009), exatamente como o exemplo apresentado na norma rodoviária citada, em conjunto com a análise das taxas de acréscimo da DP acumulada.

No entanto, com base nos resultados prévios, verificou-se que apesar de tender à estabilização, muitas condições apresentaram comportamento do tipo B, principalmente devido ao não atendimento da taxa de acréscimo de DP de  $10^{-7} \times 10^{-3}$  m/ciclo de aplicação de carga, tida como marco para ocorrência do estado de *shakedown*. Nesse contexto, realizou-se uma segunda análise classificatória, levando em conta, nesse caso, a projeção da taxa de acréscimo da deformação permanente para um maior número de aplicação de carga, realizada a partir do modelo de Guimarães (2009), e algumas das orientações presentes na proposta de classificação *shakedown* desenvolvida por Lima (2020). Das recomendações sugeridas pela autora, adotaram-se principalmente o critério de fixação do eixo das abcissas e o valor limite de DP para diferenciar os comportamentos do tipo A e do tipo AB.

Lima (2020) propõe a fixação do eixo x do gráfico em um valor adimensional de  $50 \times 10^{-3}$ . Como mencionado, nessa pesquisa, optou-se por trabalhar com representações gráficas que utilizam os eixos modificados por Guimarães (2009), sendo o valor proposto pela autora adaptado para o equivalente de  $10.000 \times 10^{-3}$  mm. Assim, na maioria dos casos, o eixo das abcissas foi fixado nesse valor, salvo às situações em que houve excesso de deformação permanente, no qual tal valor foi extrapolado para  $14.000 \times 10^{-3}$  mm, para permitir a melhor visualização das situações enquadradas no nível C. Já para diferenciar um comportamento do tipo A de um tipo AB, a autora sugere o valor limítrofe de 2,0 mm, ou seja, acima desse valor, tendendo à estabilização, tem-se um comportamento AB.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir dos ensaios descritos na metodologia dessa tese. Em um primeiro momento são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização física, química e mineralógica. Na sequência, são apresentadas as curvas de compactação e os parâmetros adotados para a moldagem dos corpos de prova utilizados na caracterização hidromecânica e microestrutural. Em seguida, são analisados e discutidos os resultados das microscopias eletrônicas de varredura e das curvas características solo-água. Por fim, são apresentados os resultados dos ensaios complementares da metodologia MCT e dos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

A Tabela 4.1 apresenta a síntese das características físicas dos solos em estudo, considerando a média dos ensaios realizados em triplicata. Para auxiliar na análise da distribuição do tamanho das partículas que compõem esses materiais, foram elaboradas curvas granulométricas médias que encontram-se ilustradas na Figura 4.1. As curvas individuais e os resultados da caracterização física de cada amostra estão pormenorizadas nos Apêndices A<sub>1</sub> e A<sub>2</sub>.

Analisando a granulometria resultante das análises realizadas com uso de defloculante (CD), verifica-se que o solo CA é predominantemente fino, com aproximadamente 73% de material passante na peneira de abertura 0,075 mm. Sua distribuição granulométrica apresenta 46% de fração argila, 24% de silte, considerável porcentagem de areia (30%) e inexistência de fração pedregulho. Para esse tipo de material, essa porcentagem de silte é relativamente alta, podendo estar associada ao seu horizonte de extração, que se encontra na transição BC. Já a textura média argilosa do material, dada pela expressiva quantidade de areia, pode ser consequência da geologia da área de empréstimo, onde há intercalações de rochas basálticas com arenitos da Formação Botucatu.

O solo PE é constituído de 7% de pedregulho, 39% de fração areia, 19% de silte e 35% de argila, sendo sua composição granulométrica muito semelhante àquela obtida por Santos (2016) para o mesmo material. Esse solo revelou-se mais granular do que o solo CA, mas ainda assim com apreciável porcentagem de fração argila,

sendo considerado um solo fino, com cerca de 55% de material passante na peneira nº 200.

O solo SL, por sua vez, apresentou ausência das frações pedregulho e areia grossa, com destaque para a porcentagem de areia fina (47%) e silte (36%), coerentes com sua origem fluvio-eólica. Apesar de ser um solo com predomínio de finos, esse material apresentou somente 9% de fração argila em sua composição.

A partir desses resultados foi possível calcular a relação silte/argila dos materiais. Essa relação é um elemento indicador de intemperismo para alguns solos tropicais, cujos valores inferiores a 0,7 nos solos de textura média ou inferiores a 0,6 nos de textura argilosa são indicativos de intemperismo mais acentuado (IBGE, 2015). Os solos CA e PE apresentaram valores inferiores a 0,7, sugerindo a ocorrência de solos maduros, enquanto o solo SL apresentou uma relação silte/argila de 4,0, característico de solos jovens pouco intemperizados. Não obstante, há de se mencionar que essa é uma relação incipiente, não substituindo os ensaios específicos que avaliam o nível de evolução pedogenética dos solos.

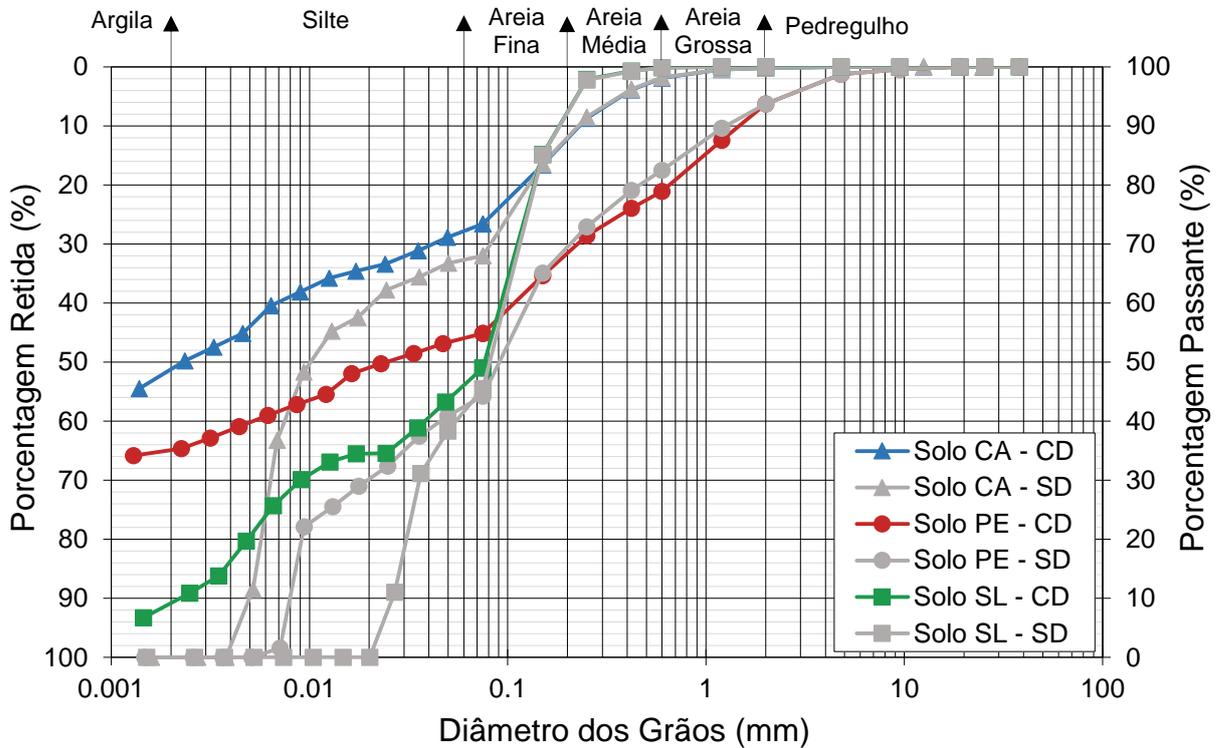
Tabela 4.1 – Características físicas dos solos

Parâmetros do solo	Solo CA	Solo PE	Solo SL
Massa específica real dos grãos - $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,903	2,649	2,583
Limite de liquidez (%)	61	47	28
Limite de plasticidade (%)	41	25	16
Índice de plasticidade (%)	20	22	12
% pedregulho (> 2,0 mm)	0/0*	7/7*	0/0*
% areia grossa (0,6 mm - 2,0 mm)	2/2*	14/12*	0/0*
% areia média (0,2 mm - 0,6 mm)	10/10*	10/11*	8/8*
% areia fina (0,06 mm - 0,2 mm)	18/31*	15/30*	47/51*
% silte (2 $\mu$ m - 0,06 mm)	24/57*	19/40*	36/41
% argila (< 2 $\mu$ m)	46/0*	35/0*	9/0*
Classificação Textural	Argila arenosa	Areia argilosa	Areia fina siltosa
Classificação SUCS	MH	CL	SC
Classificação AASHTO/TRB	A-7-5	A-7-6	A-6
Atividade das argilas	0,43	0,63	1,33
Relação silte/argila	0,52	0,54	4,00
Grau de floculação (%)	100	100	100
Grau de dispersão (%)	0	0	0

Fonte: Autora.

Nota: \* Granulometria sem uso de agente defloculante (SD).

Figura 4.1 – Curvas granulométricas médias



Fonte: Autora.

No que tange às análises granulométricas realizadas sem defloculante (SD), verifica-se a ausência da fração argila em todos os solos estudados. Nas frações mais grosseiras (pedregulho, areia grossa e areia média) praticamente não observa-se discrepância nos resultados com e sem o uso de agente defloculante. As diferenças são mais notáveis nas frações silte e argila, destacando o maior contraste entre as curvas granulométricas do solo CA. Independentemente do material, esses resultados levam a graus de floculação de 100% e graus de dispersão nulos. É possível correlacionar o grau de floculação, e conseqüentemente o grau de dispersão, à formação de partículas agrupadas, comumente observadas em solos tropicais lateríticos. A presença de sesquióxidos de ferro e/ou alumínio hidratados, inerentes ao processo pedogenético de laterização, possuem propriedades cimentantes, que desempenham papel importante na formação desses torrões ou grumos (NOGAMI E VILLIBOR, 1995). Entretanto, vale destacar que somente essa correlação não é suficiente para afirmar veemente que os solos dessa pesquisa são realmente de natureza laterítica.

Em relação à massa específica real dos grãos, é possível constatar que os valores obtidos encontram-se em conformidade com a granulometria e a origem mineralógica dos materiais. O solo CA apresentou massa específica real dos grãos de 2,903 g/cm<sup>3</sup>, consoante com o elevado teor de óxido de ferro comumente observado em solos residuais de basalto. Os solos PE e SL apresentaram valores de massa específica real dos grãos de, respectivamente, 2,649 g/cm<sup>3</sup> e 2,583 g/cm<sup>3</sup>, coerentes com a presença de minerais primários como o quartzo e o feldspato, presentes no processo de formação de suas rochas-mãe.

Quanto à consistência dos solos, os índices de plasticidade (IP) obtidos indicam que os solos CA e PE são altamente plásticos, ao passo que o solo SL é medianamente plástico. Esses resultados são compatíveis com a quantidade e atividade da argila presente na granulometria de cada material. Nesse caso, a atividade das argilas permite justificar o fato do solo PE apresentar uma plasticidade maior do que a do solo CA, em face de sua menor porcentagem de fração argila, além de explicar a consistência do solo SL, tendo em vista a sua pequena quantidade de partículas inferiores a 0,002 mm (apenas 9%).

A atividade coloidal ainda pode ser utilizada para identificar, de forma indireta, os argilominerais presentes na fração argila dos solos. Apesar dessa relação ser válida para solos saturados, que seguem os princípios da Mecânica dos Solos Clássica, é possível utilizá-la de modo preliminar. Segundo informações retiradas de Knappett e Craig (2012), a atividade da argila do solo CA indica a presença de argilominerais do grupo da caulinita (atividade entre 0,3 e 0,5), à medida que nos solos PE e SL há indícios da ocorrência de illita (atividade coloidal variando de 0,5 a 1,3).

De acordo com o sistema de classificação unificado dos solos (SUCS), o solo CA é classificado como um material siltoso de alta plasticidade (MH), enquanto que o solo PE enquadra-se como um solo argiloso de média a alta plasticidade (CL) e o solo SL como uma areia argilosa (SC). Segundo a classificação rodoviária AASHTO/TRB os solos CA, PE e SL estão compreendidos nos grupos A-7-5, A-7-6 e A-6, respectivamente. Comparando as duas sistemáticas, nota-se que há uma inter-relação entre as classificações, principalmente no que tange ao comportamento insatisfatório dos solos em subleitos rodoviários. Contudo, vale salientar que tais sistemas de classificação foram desenvolvidos para solos de clima temperado e tendo em vista o estudo de solos provenientes de clima tropical, esse péssimo

comportamento não deve ser tido com definitivo, a priori, devendo ser investigado com base nos resultados da classificação MCT.

Os índices classificatórios MCT e MCT-M são apresentados na Tabela 4.2. Optou-se por apresentar os índices de cada amostra, bem como os índices médios para cada material. Nota-se que não houve grandes dispersões nos resultados em duplicata, resultando em valores médios aceitáveis. A Figura 4.2 apresenta esses índices inseridos nos ábacos de classificação MCT e MCT-M.

Tabela 4.2 – Índices classificatórios MCT e MCT-M

Solo	Amostra	Índices Classificatórios				Classificação MCT	Classificação MCT-M
		$c'$	$d'$	Pi/Pi* (%)	$e'/e'^*$		
Solo CA	CA01	1,93	30,00	3,0/2,0	0,89/0,88	LG'	LG'
	CA02	1,99	45,45	3,0/2,3	0,78/0,77	LG'	LG'
	Média	1,96	37,73	3,0/2,2	0,84/0,83	<b>LG'</b>	<b>LG'</b>
Solo PE	PE01	1,85	47,50	126/94	1,19/1,11	NG'	TG'
	PE02	1,85	34,09	121/90	1,22/1,14	NG'	TG'
	Média	1,85	40,80	124/92	1,21/1,13	<b>NG'</b>	<b>TG'</b>
Solo SL	SL01	0,89	9,76	254/190,2	1,66/1,58	NS'	NS'
	SL02	1,05	15,79	261/196	1,57/1,48	NS'	TA'
	Média	0,97	12,78	258/193,1	1,62/1,53	<b>NS'</b>	<b>NS'</b>

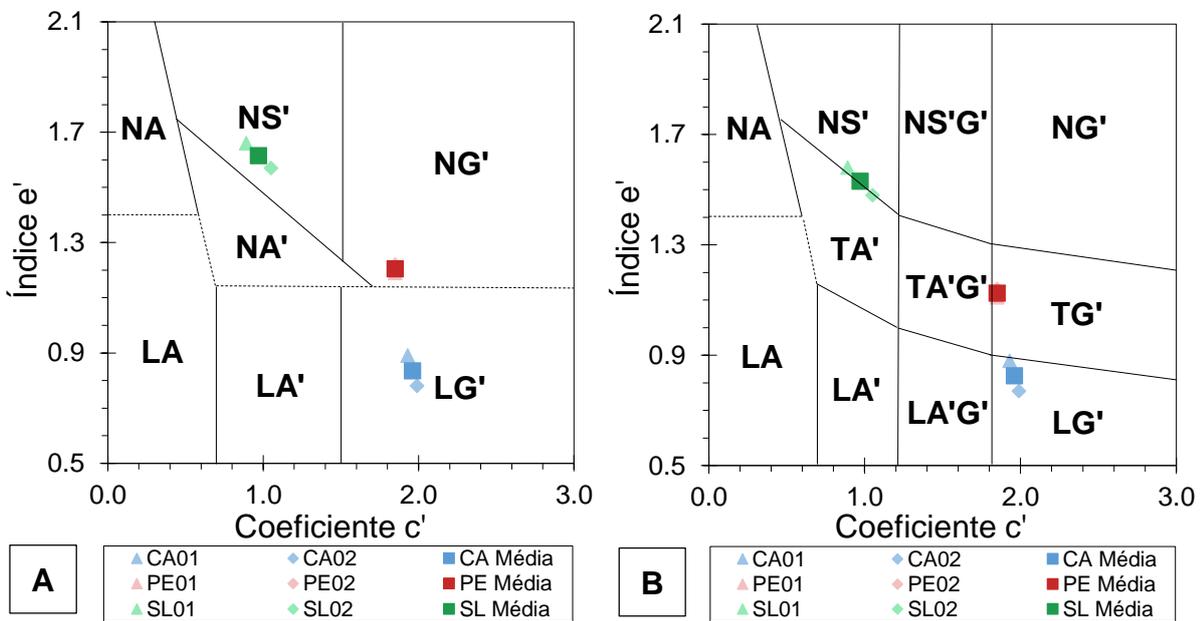
Fonte: Autora.

Nota: \* Valores utilizados na classificação MCT-M.

De acordo com o ábaco da classificação MCT tradicional, proposta por Nogami e Villibor (1981), o solo CA é identificado como um solo de comportamento laterítico argiloso (LG'). Solos categorizados nesse grupo apresentam, no geral, alta capacidade suporte mesmo após imersão, baixa permeabilidade, baixa expansão, média a alta contração, baixo coeficiente de sorção e módulos de resiliência médios (NOGAMI E VILLIBOR, 1995; VILLIBOR et al., 2009; VILLIBOR E NOGAMI, 2009). Essas propriedades são bastante favoráveis para uso em pavimentação, sendo os solos desse grupo classificados na 3ª posição na ordem de prioridade para uso em subleitos rodoviários compactados, somente atrás dos grupos LA' e LA. Em relação à classificação MCT-M elaborada por Vertamatti (1988), que inclui uma faixa de solos transicionais de modo a evidenciar o caráter de transição da evolução pedogenética dos solos tropicais, o solo CA enquadra-se no mesmo grupo LG', corroborando seu comportamento laterítico argiloso.

Essa equivalência entre classificações também ocorreu para o solo SL, classificado como um solo de comportamento não-laterítico siltoso (NS'). Esse grupo compreende em sua maioria solos saprolíticos silto-arenosos com mineralogia em que predominam quartzos, feldspatos e micas (NOGAMI E VILLIBOR, 1995). Segundo Villibor e Alves (2019), os solos NS' com  $e' > 1,6$  e/ou fração que passa na peneira de 0,075 mm > 40% geralmente apresentam baixa capacidade de suporte após imersão, baixos valores de módulo de resiliência (muito resilientes) e elevada expansão, não sendo recomendados para uso como camada final de terraplenagem. Além dessas características, apresentam média permeabilidade e elevado coeficiente de sorção. Vale destacar que no ábaco da classificação MCT-M, as amostras encontram-se no limiar das classificações NS' e TA', gerando divergência entre as classificações dadas às amostras SL01 e SL02. No entanto, utilizando os índices médios e tendo em vista a expressiva quantidade de silte em sua composição, tem-se que o solo SL se enquadra melhor no grupo NS'.

Figura 4.2 – Ábacos de classificação MCT (a); e MCT-M (b)



Fonte: Autora.

Segundo os índices da classificação MCT tradicional, o solo PE é classificado como um solo de comportamento não-laterítico argiloso (NG'). De acordo com Nogami e Villibor (1995), solos enquadrados nessa classificação são sobretudo saprolíticos

argilosos, com restrições quanto a sua utilização devido às suas elevadas plasticidade, compressibilidade, expansibilidade e contração. Nesse sentido, está em 6º colocado na ordem de prioridades para emprego em subleitos rodoviários. Esses materiais ainda apresentam alta perda de capacidade suporte por imersão, média permeabilidade e médio coeficiente de sorção. Diferentemente da classificação tradicional, a classificação MCT-M definiu o solo PE como um solo de comportamento argiloso transicional (TG'), podendo vir a apresentar traços de comportamento do grupo LG'.

#### 4.2 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

A caracterização química dos solos foi composta de ensaios de análise química básica, ataque sulfúrico e espectrometria de fluorescência de raios X (EDXRF). O primeiro ensaio fornece informações químicas mais simples, como pH, matéria orgânica e CTC. Por meio do ensaio de ataque sulfúrico calculam-se as relações sílica/alumina ( $K_i$ ) e sílica/sesquióxidos ( $K_r$ ), que representam o grau de intemperização dos solos e a ocorrência de solos lateríticos, respectivamente. O ensaio de EDXRF, por sua vez, detalha a composição química dos solos.

Os principais resultados obtidos para os dois primeiros ensaios encontram-se expostos na Tabela 4.3. Com base nas informações obtidas pelas análises químicas básicas, constata-se que os materiais adotados para essa pesquisa tratam-se de solos ácidos, com valores de pH variando de 4,2% a 5,2%, formados sob altas temperaturas e chuvas intensas, comuns em regiões de clima tropical. Os valores de capacidade de troca catiônica foram, no geral, baixos, inferiores a 15  $\text{cmol}_c/\text{dm}^3$ , indicando a possibilidade de ocorrência de argilominerais de baixa atividade, provenientes do grupo da caulinita. Verifica-se ainda que os efeitos da matéria orgânica nas propriedades físicas e químicas dos solos podem ser considerados nulos, tendo em vista os baixos teores observados, inferiores a 0,5%.

De modo geral, todos os solos em estudo apresentaram índices de intemperismo  $K_i$  superiores a 2,0, indicando solos jovens, pouco intemperizados. O solo PE apresentou a maior relação sílica/alumina, sendo o solo menos atingido pelo processo de intemperização, contrapondo o solo CA, considerado o material mais impactado pelo intemperismo, até então ( $< K_i$ ). Os índices  $K_r$  variaram de 1,21 a 2,02, permitindo inferir que o solo SL é não laterítico, tendo em vista seu índice  $K_r > 2,0$ , e

que os solos CA e PE são lateríticos, mesmo este último situando-se exatamente no limiar de caracterização entre solos lateríticos e não lateríticos. Com base nesses resultados, pode-se constatar que, apesar de serem considerados jovens, os solos CA e PE sofreram ou estão sofrendo o processo de laterização e, portanto, são comprovadamente de natureza laterítica.

Tabela 4.3 – Principais resultados das análises químicas básicas e dos ensaios de ataque sulfúrico

Solo	Análise química			Ataque sulfúrico *				
	MO (%)	pH água (%)	CTC cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>	SiO <sub>2</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	K <sub>i</sub>	K <sub>r</sub>
Solo CA	0,5	5,2	1,3	25,22	18,30	26,86	2,34	1,21
Solo PE	0,4	4,8	6,5	21,10	13,88	6,36	2,58	2,00
Solo SL	0,1	4,2	2,0	13,37	9,33	3,01	2,44	2,02

Fonte: Autora.

Notas: \* Teores de sílica, alumina e óxido de ferro obtidos com uso de reagentes; MO: matéria orgânica; CTC: capacidade de troca catiônica; pH: potencial hidrogeniônico.

A composição química dos solos obtida por meio das análises de fluorescência de raios X é apresentada na Tabela 4.4. Na mesma tabela ainda são apresentados os resultados dos ensaios de perda ao fogo. Cabe ressaltar que os resultados obtidos no ensaio de EDXRF são referentes às amostras em pó, sem ação de reagentes.

Analisando a porcentagem dos óxidos obtidos, verifica-se que os solos são compostos predominantemente de sílica (SiO<sub>2</sub>), refletindo a natureza quartzosa das suas frações mais granulares (pedregulho e areia). O solo CA destacou-se por apresentar considerável teor de óxido de ferro, o que de fato já era esperado, tendo em vista se tratar de um material de origem basáltica. Esse mesmo material foi o único com traços de fósforo em sua composição, justificado, nesse caso, pelo seu maior teor de matéria orgânica, quando comparado aos demais materiais. Na composição química do solo PE, pode-se especificar o elevado teor de sílica e a notável porcentagem de óxido de potássio. Este último, possivelmente associado à presença de feldspato alcalino oriundo de seu substrato granítico de origem. No solo SL, observa-se um elevado teor de óxido de alumínio, da ordem de 36%. Para esse material, vale destacar ainda os baixos teores dos óxidos de ferro e titânio, da ordem de 3,09% e 0,64%, respectivamente.

Tabela 4.4 – Composição química dos solos desta pesquisa – EDXRF

Solo	Óxidos (%)									Traços
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	TiO <sub>2</sub>	K <sub>2</sub> O	SO <sub>3</sub>	Cl	ZrO <sub>2</sub>	PF (%) <sup>1</sup>	
Solo CA	32,74	24,48	25,64	2,92	0,28	0,51	0,40	0,13	12,15	Mn, P, Pr, Ce, Cu, Zn, Ni, Cr, Pb
Solo PE	48,76	25,88	9,89	1,27	2,56	0,66	0,47	0,20	9,83	Mn, Ca, Ba, Ce, Pr, Zn, Pb, Cu
Solo SL	46,81	35,77	3,09	0,64	0,80	0,64	0,48	0,11	11,54	Mn, Sr, Ce, Pb, Sn

Fonte: Autora.

Nota: <sup>1</sup> PF: perda ao fogo médio.

Partindo-se do princípio de que a ocorrência de grandes teores de óxidos de ferro e alumínio, associados à intensa perda de sílica ou dessilicação, geralmente está relacionada com ambientes de elevado grau de intemperismo, é possível verificar que os resultados do ensaio de EDXRF trazem algumas informações importantes sobre o grau de intemperismo dos solos desta pesquisa. O solo CA apresentou os menores teores de SiO<sub>2</sub> e a maior porcentagem de Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> + Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, enquanto o solo PE aparenta ter sofrido moderada dessilicação, até então, a julgar pelo expressivo teor de sílica ainda presente em sua composição. Isso significa que o solo CA é mais intemperizado que o solo PE, que por sua vez, demonstra ser um solo jovem, ainda em processo de evolução pedogenética. Tais constatações coincidem com os resultados verificados por meio do ensaio de ataque sulfúrico. Não obstante, as conclusões obtidas pelas fluorescências de raios X, neste caso, não substituem as relações moleculares K<sub>i</sub> e K<sub>r</sub>, no que tange à determinação do grau de intemperismo dos solos, podendo ser utilizadas apenas como uma análise preliminar.

Outro aspecto observado é que os valores de perda ao fogo (PF) aparentemente apresentam correlação com o índice de intemperismo K<sub>i</sub>. O solo CA apresentou a maior perda ao fogo e ao mesmo tempo demonstrou ser mais evoluído pedogeneticamente que os demais (< K<sub>i</sub>). O solo SL exibiu um índice K<sub>i</sub> intermediário, bem como sua perda ao fogo. O solo PE, por sua vez, apresentou a maior relação sílica/alumina, característico de solos jovens, resultando no menor valor de PF. Motta (2016) e Scarin e Bernardes (2016) citam o uso da perda ao fogo como um parâmetro balizador do grau de intemperização considerando diferentes horizontes de um

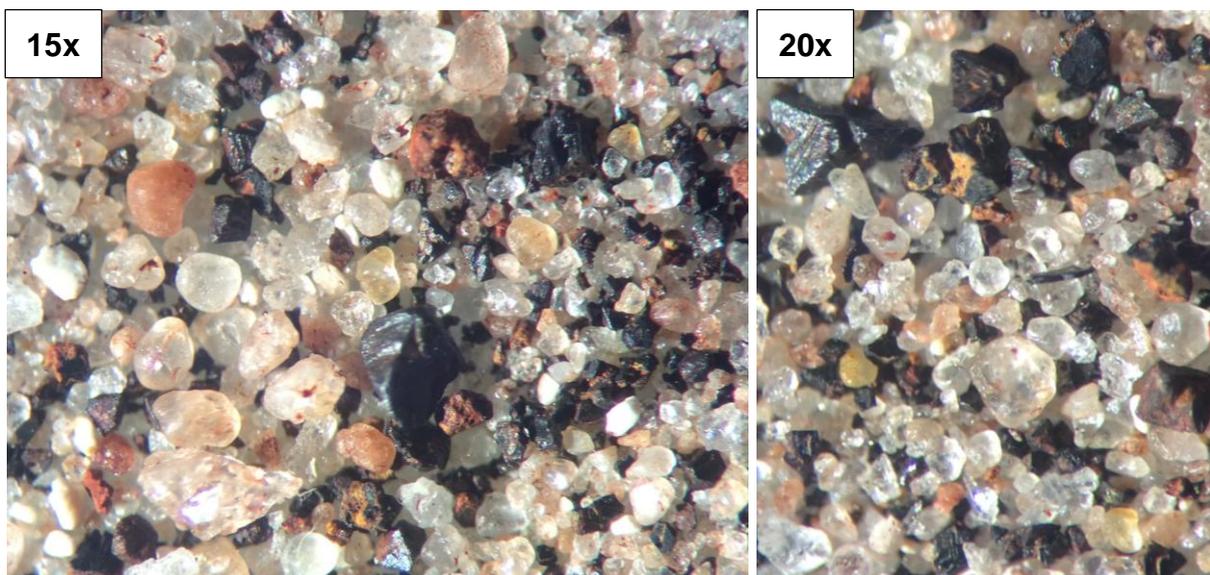
determinado local. Nesse caso, constata-se que a perda ao fogo também demonstra ser um bom indicativo do nível de evolução pedogenética de solos de diferentes perfis geotécnicos, sendo capaz de atuar como uma previsão inicial do grau de intemperização desses materiais.

### 4.3 CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

A caracterização mineralógica dos solos foi composta de ampliações realizadas em lupa binocular e por ensaios de difração de raios X. A primeira análise procurou avaliar a mineralogia da fração granular dos solos, à medida que o DRX verificou os minerais e argilominerais presentes na fração fina desses materiais.

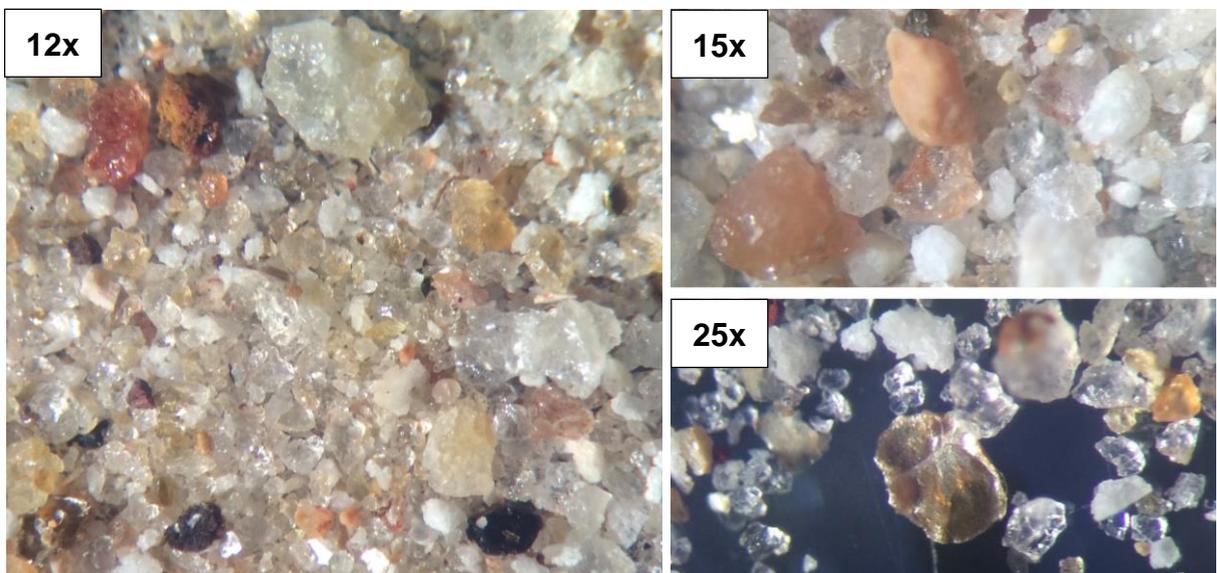
A Figura 4.3 apresenta duas ampliações, de 15x e 20x, obtidas por meio da lupa binocular para o solo CA. Como é possível verificar, esse material apresenta o predomínio de grãos de quartzo, arredondados e subarredondados, e óxidos de ferro (magnetita). A magnetita é bem visível, identificada por seu hábito cristalino octaédrico e sua coloração preta característica. Os grãos de quartzo arredondados e com face fosca são característicos de arenitos da formação Botucatu, concordantes com as intercalações dessa formação nos basaltos da Província Paraná da região de extração do material.

Figura 4.3 – Fração areia do solo CA - Ampliações realizadas em lupa binocular



As imagens obtidas para o solo PE, com níveis de aproximações de 12x, 15x e 25x, são apresentadas na Figura 4.4. Nesse material observam-se grãos de quartzo incolores e leitosos, com vários graus de esfericidade e arredondamento, mica muscovita e biotita (destacada na imagem com aumento de 25x), além de traços de óxidos de ferro. Durante a análise, verificaram-se ainda alguns grãos de feldspato, identificados por sua clivagem perfeita, corroborando a origem geológica desse material, bem como seu baixo grau de intemperização. Na ampliação de 15x é possível identificar esse mineral de tom rosado opaco.

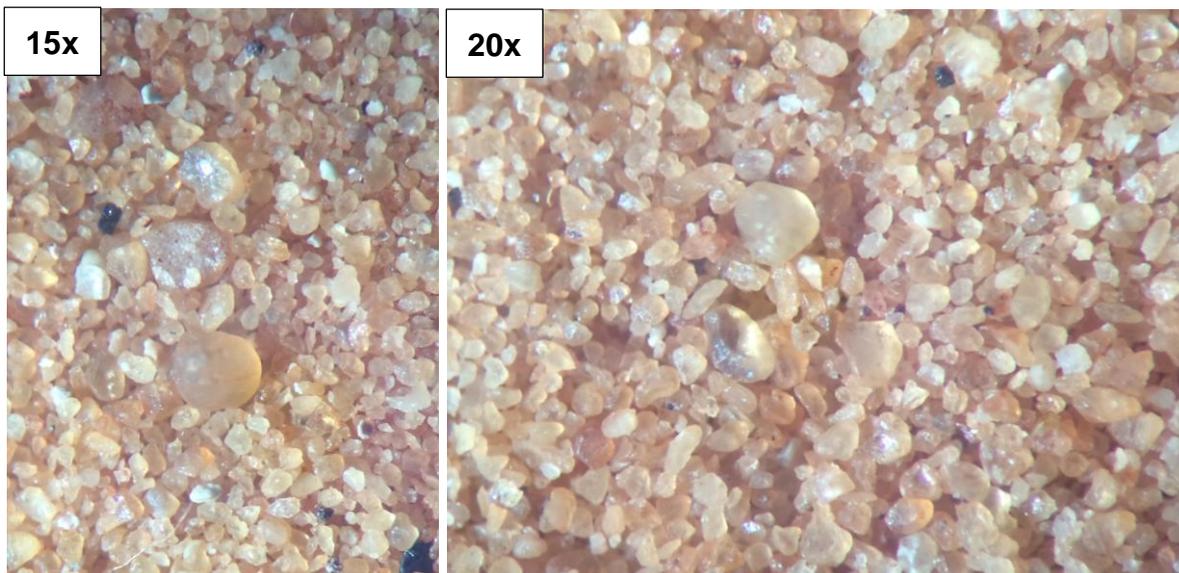
Figura 4.4 – Fração areia do solo PE - Ampliações realizadas em lupa binocular



Fonte: Autora.

As ampliações realizadas para o solo SL são apresentadas na Figura 4.5. Ao analisar essas imagens constata-se o predomínio de quartzo na fração areia desse material. Observam-se que alguns grãos, principalmente aqueles de maiores dimensões, são opacos e arredondados. Já os grãos menores variam de bem alongados a arredondados, com pequena angularidade. Ambas características são consoantes ao ambiente sedimentar eólico úmido de sua origem geológica. Quanto à cor, notam-se poucos quartzos leitosos em meio a inúmeros grãos róseos. Observa-se ainda, mesmo que mínima, a presença de óxidos de ferro, que podem ser identificados pelos pontos escuros na imagem com aumento de 15x.

Figura 4.5 – Fração areia do solo SL - Ampliações realizadas em lupa binocular



Fonte: Autora.

Como exposto na metodologia, os ensaios de DRX foram realizados em lâminas preparadas pelo método do esfregaço e em amostras em pó. A principal diferença entre essas análises está na fração do solo analisada: as lâminas refletem a mineralogia da fração argila e as amostras em pó revelam os minerais presentes na fração fina (silte e argila) dos solos.

Os espectros de difração de raios X obtidos para as análises realizadas nas lâminas orientadas dos solos CA, PE e SL são apresentados nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8, respectivamente. Esses difratogramas permitiram identificar o predomínio do argilomineral caulinita em todos os materiais analisados, corroborando os resultados obtidos para a capacidade de troca catiônica (CTC). Os picos (001) e (002) da caulinita, correspondentes respectivamente às distâncias basais 7,18 Å e 3,58 Å, mostraram-se bem definidos e intensos, diretamente associados ao grau de cristalinidade e concentração desse argilomineral.

O grau de cristalinidade dos minerais é geralmente determinado pela largura do pico à meia altura: quanto mais largo é o pico, pior o seu grau de cristalinidade. Resende et al. (2011) afirmam que solos com menores teores de  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  apresentam caulinita com maior grau de cristalinidade e ainda citam trabalhos como os de Murray e Lyons (1960), Bundy et al. (1966) e Resende (1976) que mostram que o grau de cristalinidade da caulinita é inversamente proporcional à presença de titânio (Ti) e ferro

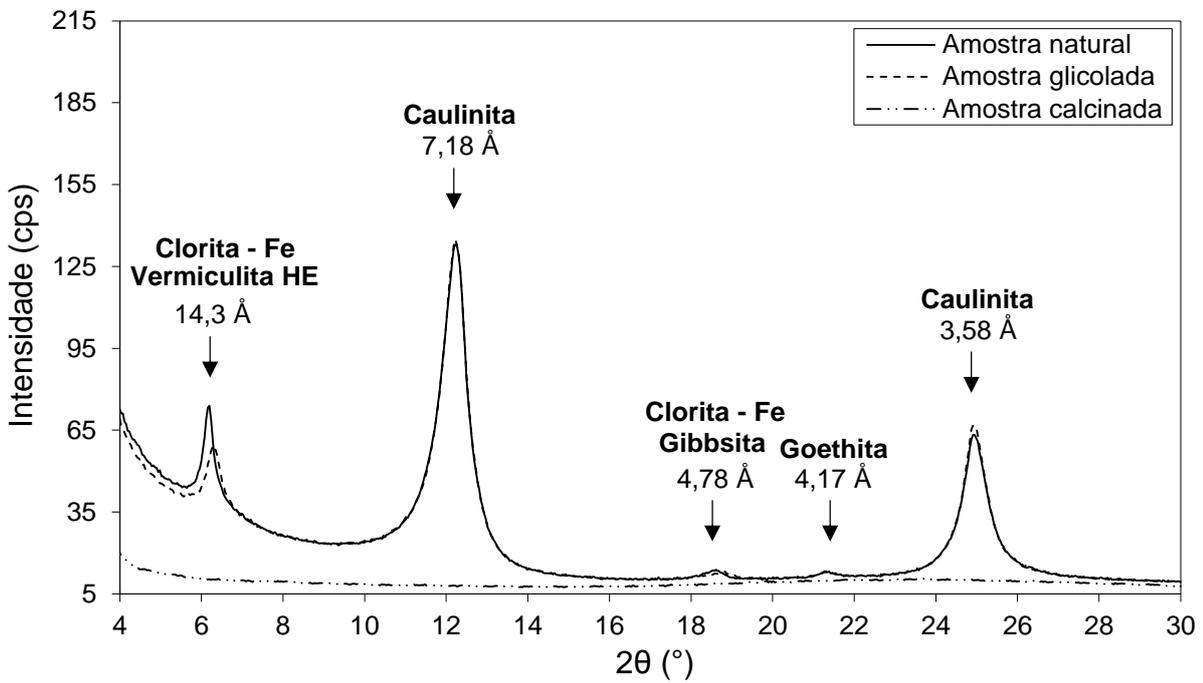
(Fe) no sistema. Nesse contexto, ao relacionar os difratogramas dos solos em estudo com os resultados da fluorescência de raios X, nota-se que o solo SL apresentou concomitantemente os menores teores de  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e  $\text{TiO}_2$  e a menor largura do pico à meia altura, resultando em caulinitas com maior grau de cristalinidade. Por outro lado, o oposto foi observado para o solo CA, indicando que para esse material o argilomineral caulinita se apresenta com um grau de cristalinidade inferior, podendo vir a interferir em alguns fenômenos que dependam desses aspectos.

Quanto à concentração de caulinita, Gomes (1988) afirma que as rochas ácidas como o granito, que são ricas em potássio e sódio, podem ser alteradas diretamente para caulinita com mais facilidade do que as rochas básicas como os basaltos. Essa afirmação pode explicar a maior intensidade desse argilomineral no solo PE quando comparado aos demais materiais, tendo em vista seu baixo grau de meteorização, indicado pela relação molecular  $K_1$ .

As análises de DRX realizadas nos solos PE e SL foram bastante semelhantes, sendo o espectro de difração deste último muito próximo aos obtidos por Robaina et al. (1996) para rochas sedimentares da região metropolitana de Porto Alegre/RS. Em ambos materiais, além da presença de caulinita, foi possível identificar a ocorrência de quartzo (3,34 Å) e illita mal cristalinizada (10 Å e 5 Å). A ocorrência do argilomineral 2:1 nesses materiais já era esperada (vide atividade das argilas), pois as illitas são os minerais de argilas mais abundantes nas rochas sedimentares, se formando a partir da mica muscovita, caulinita e feldspato (DEER et al., 1992). As ampliações realizadas com o auxílio de lupa binocular mostraram a presença de mica muscovita e de traços de feldspato no solo PE, justificando a ocorrência de illita nesse material. O solo SL, por sua vez, é proveniente do intemperismo do arenito, sendo a presença desse argilomineral resquícios de sua rocha mãe.

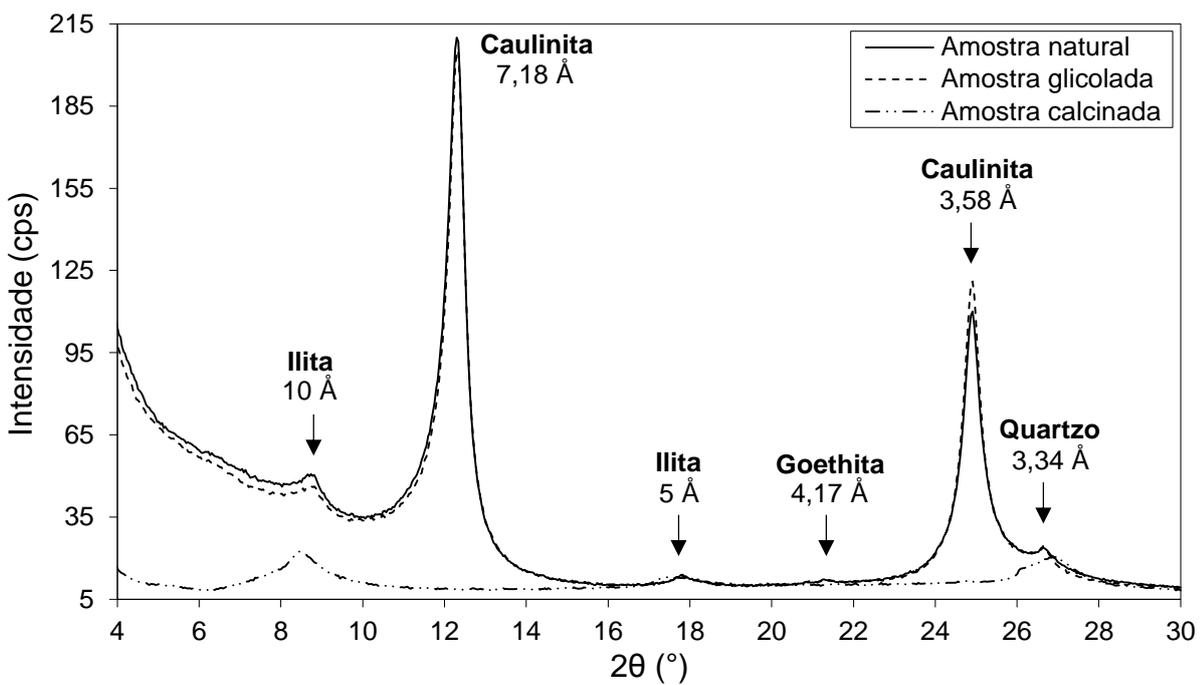
Em relação à presença de quartzo nesses solos, vale salientar que apesar do processo de preparação das lâminas seguir um rígido protocolo de modo a eliminar os picos referentes a esse mineral, comumente bem definidos e de grande intensidade, sua ocorrência foi minimizada e não prejudicou a identificação das demais fases. A dificuldade em eliminar o quartzo pode estar vinculada a maior quantidade de fração areia nesses materiais, tendo em vista a ausência desse mineral no espectro de difração do solo CA.

Figura 4.6 – Difratomogramas obtidos para o solo CA – lâmina natural, glicolada e calcinada



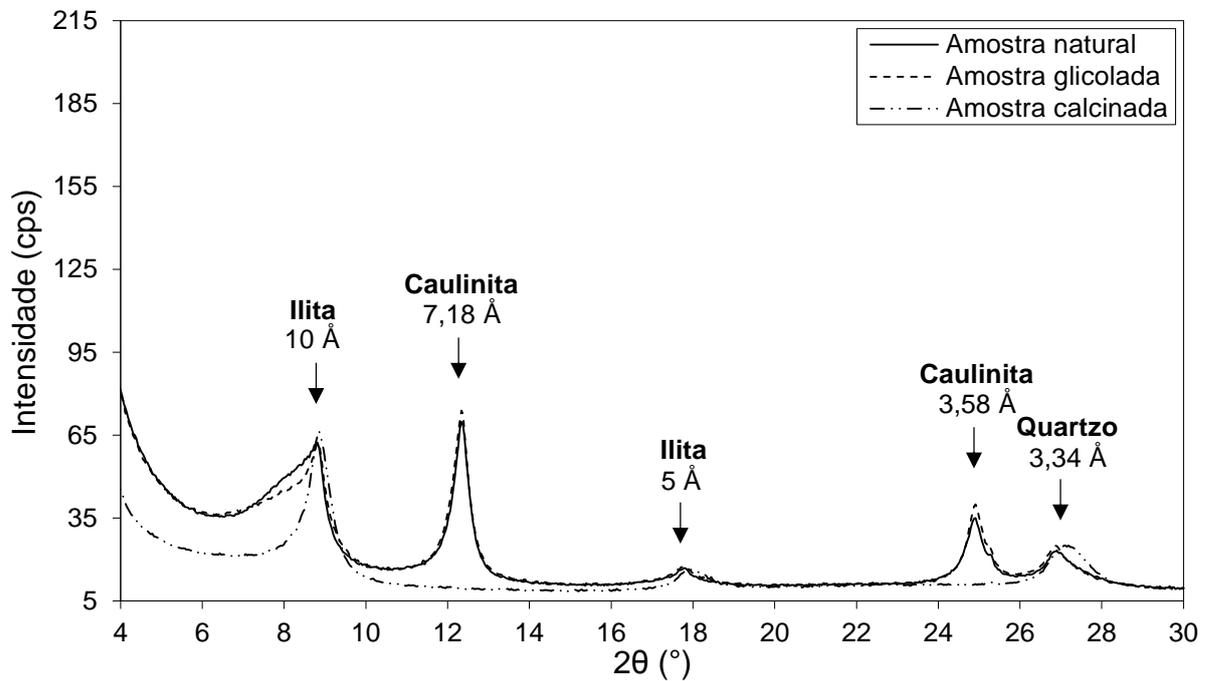
Fonte: Autora.

Figura 4.7 – Difratomogramas obtidos para o solo PE – lâmina natural, glicolada e calcinada



Fonte: Autora.

Figura 4.8 – Difratogramas obtidos para o solo SL – lâmina natural, glicolada e calcinada



Fonte: Autora.

No solo PE também foram identificados traços de goethita, dado pelo pico difratado de 4,17 Å. A goethita é um óxido de ferro formado em condições específicas, como baixas temperaturas e elevados teores de umidade e matéria orgânica, baixos valores de pH e baixos teores de ferro do material de origem (SCHWERTMANN E KAMPF, 1985; SCHWERTMANN E TAYLOR, 1989). Essa descrição é compatível com o ambiente de formação do solo PE. Outra característica compatível é que a goethita é reconhecida por conceder colorações amareladas e bruno-amareladas aos solos em que se encontra presente. Na Figura 3.6, apresentada na metodologia, é possível observar essas matizes no solo PE.

Da mesma forma, a goethita apresentou traços no difratograma obtido para o solo CA. Nesse caso, a presença desse óxido pode ter ocorrido como produto do intemperismo da magnetita (DEER et al., 1992). Em relação às análises de difração de raios X realizadas no solo CA, além da presença de caulinita e goethita e da ausência de picos de quartzo, já citados anteriormente, verificaram-se picos correspondentes às distâncias basais de 14,3 Å e 4,78 Å, indicativos de argilominerais 2:1 e 2:1:1 (clorita). A impregnação com etilenoglicol não provocou nenhuma alteração na posição de ambos picos, excluindo a presença de argilominerais expansíveis. Já o

tratamento térmico eliminou tais fases, demonstrando um comportamento semelhante ao da caulinita quando submetida ao aquecimento.

Em um primeiro momento, partiu-se do princípio de que se tratavam de distâncias interplanares referentes à clorita, correspondentes aos picos (001) e (003). Entretanto, a estrutura da clorita não se decompõe a 570°C, o que afasta a hipótese de sua presença, tendo em vista a destruição de ambos os picos. De acordo com Azevedo e Vidal Torrado (2009), a clorita rica em ferro, por sua vez, resulta em um padrão de difratograma parecido com o da caulinita, especialmente devido a diminuição na intensidade dos reflexos (001) e (003). A princípio essa afirmação leva a crer que os picos 14,3 Å e 4,78 Å são pertencentes à clorita rica em ferro, entretanto, os mesmos autores afirmam que a presença de cloritas são raras em solos, e quando presentes, se encontrariam em solos derivados de serpentinitos do escudo Sul Rio-Grandense.

Por outro lado, há inúmeros relatos na literatura acerca da incidência de vermiculita com hidróxido de alumínio entrecamadas (HE) em solos altamente intemperizados como os latossolos, mesmo que em pequenas proporções. Usualmente, a vermiculita apresenta um espaçamento basal de 14,3 Å, não sofrendo influência da glicolagem e colapsando para 10 Å quando calcinada a 570°C. A presença de hidróxido de alumínio dificulta esse colapso, resultando em um reflexo de aproximadamente 11 Å após o tratamento térmico. Em termos de propriedades e parâmetros dos solos, a ocorrência de vermiculita HE reduz significativamente a CTC do solo ao mesmo tempo que confere ao material comportamento físico de argilas de alta atividade, quando presente em grande quantidade (RESENDE et al., 2011). Assim, ao admitir que o pico 14,3 Å se refere à vermiculita HE, o pico atribuído ao espaçamento basal de 4,78 Å, nesse caso, estaria relacionado à ocorrência de gibbsita, segundo Coringa e Weber (2008) e Oliveira et al. (2015).

Em suma, a identificação do argilomineral referente a esses picos é de fato difícil, tendo em vista os inúmeros argilominerais correspondentes a essas reflexões basais, sendo necessário, nesse caso, outros tratamentos que diferenciem a clorita da caulinita. Esses tratamentos adicionais infelizmente não foram realizados, e por esse motivo optou-se por apresentar ambos resultados no espectro de difração do solo CA, semelhante ao realizado por Pavelhão et al. (2016).

Os espectros de difração de raios X resultantes das análises realizadas nas amostras em pó são apresentadas no Apêndice A<sub>3</sub>. Essas análises extras permitiram

identificar outros minerais e óxidos presentes na parcela fina dos solos em estudo. No solo CA observou-se a ocorrência de hematita e magnetita, além da maghemita que é considerado um mineral intermediário da transformação magnetita-hematita (SANTANA et al., 2001). No solo PE a presença de feldspato, calcita, magnetita e hematita foram identificados por meio da amostra em pó. As análises de EDXRF haviam identificado traços de óxido de cálcio na composição desse solo, atrelado, nesse caso, a ocorrência de calcita. O solo SL foi o material que apresentou o maior número de reflexões basais na amostra em pó. Isso já era esperado, tendo em vista se tratar de um material proveniente de uma rocha sedimentar. Nesse solo foram identificados picos referentes aos feldspatos alcalino e plagioclásio, ilmenita, magnetita e hematita, além de traços de dolomita e gibbsita, que explica o elevado teor de alumina em sua composição química, visto anteriormente.

#### 4.4 PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO

A Tabela 4.5 apresenta os parâmetros ótimos obtidos a partir da construção das curvas de compactação dos solos estudados. Como visto, essas curvas foram construídas em duplicata e predominantemente na energia Proctor intermediário. Somente para o solo CA determinou-se ainda a curva de compactação na energia Proctor normal. As curvas médias são apresentadas na Figura 4.9. As curvas individuais encontram-se expostas no Apêndice A4.

Tabela 4.5 – Parâmetros ótimos de compactação

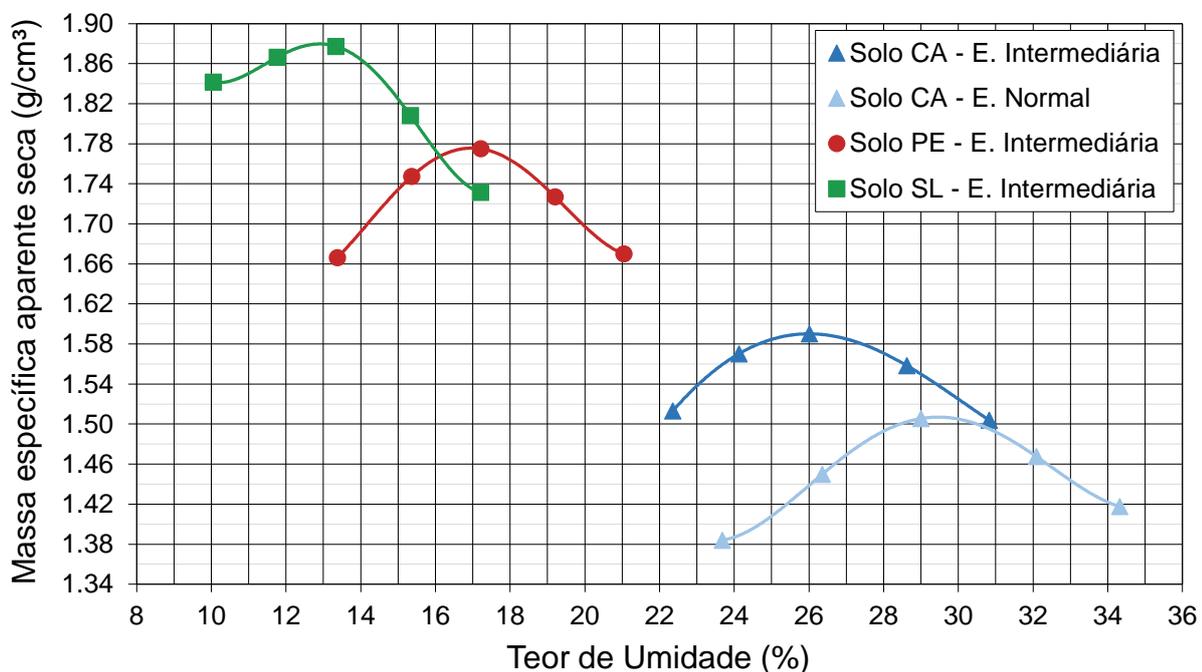
Material	Energia de compactação	Massa específica aparente seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	Umidade ótima (%)
Solo CA	Normal	1,51	29,4
	Intermediária	1,59	26,0
Solo PE	Intermediária	1,78	16,9
Solo SL	Intermediária	1,88	12,9

Fonte: Autora.

De modo geral, os valores de massa específica aparente seca máxima e umidade ótima mostraram-se coerentes com a granulometria de cada material. Quanto maior a porcentagem de fração areia, maior a densidade máxima e menor o teor de umidade ótimo. O solo SL corrobora essa afirmação, apresentando ainda

parâmetros muito semelhantes aos obtidos por Núñez (1991) para um solo residual de arenito da mesma região ( $\gamma_d = 1,89 \text{ g/cm}^3$  e  $W_{\text{ótima}} = 13,3\%$ ). Para esse material observa-se uma curva de compactação singular, mais fechada e com o ramo descendente mais íngreme. Esse comportamento peculiar explica a necessidade de redefinição do teor de umidade acima da ótima adotado para a realização dos ensaios hidromecânicos específicos nesse solo, conforme descrito e previamente justificado na metodologia.

Figura 4.9 – Curvas de compactação médias



Fonte: Autora.

O solo CA, material com maior quantidade de argila, apresentou os menores valores de massa específica seca máxima e o maior teor de umidade ótimo. Ainda em relação a esse material, quanto maior o esforço de compactação, dada pela variação da energia normal para intermediária, maior a densidade máxima e menor sua umidade ótima, consoante aos preceitos da teoria da compactação.

Os parâmetros ótimos de compactação obtidos para o solo PE foram relativamente semelhantes àqueles obtidos por Santos (2016). A umidade ótima foi exatamente a mesma, no entanto, verificou-se uma certa discrepância nos resultados de massa específica aparente seca máxima. No presente estudo, atingiu-se uma densidade máxima na energia intermediária de  $1,78 \text{ g/cm}^3$ , ao passo que a autora

citada, para o mesmo material, verificou uma massa específica seca máxima de 1,81 g/cm<sup>3</sup>. Segundo Zucchi et al. (2019), essa diferença ser explicada pela metodologia de compactação utilizada, tendo em vista as divergências quanto ao número de camadas e número de golpes por camada. Santos (2016) utilizou o protocolo de ensaio regido pela NBR 7182 (ABNT, 2016), enquanto que nessa pesquisa adotou-se o procedimento Rede 04 (PETROBRAS, 2010).

A Tabela 4.6 sintetiza os parâmetros de compactação utilizados nas análises de caracterização hidromecânica e microestrutural apresentadas nas próximas seções. Essa tabela elucida os parâmetros constantes e variáveis em cada análise realizada, contribuindo ao bom entendimento, em face da ampla gama de aspectos ponderados.

Tabela 4.6 – Parâmetros de compactação utilizados na caracterização hidromecânica e microestrutural dos solos desta pesquisa

	Solo	Método de compactação	Umidade de compactação (%)	$\gamma_d \text{ máx}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_{\text{médio}}$
≠ Métodos de compactação	Solo CA/EN	Impacto*	Wótima	29,4	1,51
		Estática			
	Solo CA/EI	Impacto*	Wótima	26	1,59
		Estática			
Solo PE	Impacto	Wótima	16,9	1,78	
	Estática				
Solo SL	Impacto	Wótima	12,9	1,88	
	Estática				
≠ Unidades de comp.	Solo CA	Impacto	Wótima-2%	24	1,59
			Wótima	26	
			Wótima+2%	28	
	Solo PE	Impacto	Wótima-2%	14,9	1,78
			Wótima	16,9	
			Wótima+2%	18,9	
	Solo SL	Impacto	Wótima-2%	10,9	1,88
			Wótima	12,9	
			Wótima+1%	13,9	

Fonte: Autora.

Notas:  $\gamma_d \text{ máx}$ : massa específica seca máxima;  $e_{\text{médio}}$ : índice de vazios médio; EN: energia normal; EI: energia intermediária; \* Condições adotadas para a análise da influência da energia de compactação.

## 4.5 CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL

A primeira impressão microestrutural dos solos foi realizada por meio de análises qualitativas das imagens obtidas pela microscopia eletrônica de varredura (MEV). As imagens foram geradas em diferentes aproximações, dentro de uma faixa de 50x a 10.000x. Para a realização dessas análises optou-se por apresentar somente as imagens com aproximações de 100x e 3.000x, e em alguns casos específicos o aumento de 500x. Os aumentos realizados em menor escala (100x e 500x), possibilitaram visualizar as características gerais da microestrutura do solo, como a organização dos minerais primários e secundários, a presença de agregações de argila e de agentes cimentantes, e a distribuição visual dos macroporos. O aumento de 3.000x, por sua vez, proporcionou uma maior investigação quanto às peculiaridades dos argilominerais e dos microporos. Sabe-se que para tal análise, as maiores aproximações (5.000x e 10.000x) seriam mais apropriadas, entretanto, a qualidade dessas imagens mostraram-se bastante insatisfatórias em alguns casos.

De modo a facilitar as análises microestruturais, a apresentação dos resultados e as discussões acerca das microscopias eletrônicas de varredura foram organizadas em subitens que expressam os efeitos atrelados às diferentes condições de compactação. Inicialmente são apresentadas as características microestruturais de cada solo frente aos diferentes métodos e energias de compactação utilizados. Na sequência, as diferenças microestruturais provocadas pela variação de umidade de compactação são discutidas. Por fim, são analisadas as microestruturas formadas pelos diferentes solos, relacionando-as com suas respectivas mineralogias e gêneses.

### 4.5.1 Influência do método e da energia de compactação

A influência do método de compactação na microestrutura dos solos foi avaliada considerando-se três técnicas distintas: impacto, estática e por amassamento. Essas análises levaram em consideração que em todos os casos a umidade de compactação foi a mesma, bem como o índice de vazios e a massa específica aparente seca máxima das amostras. A Tabela 4.6, apresentada anteriormente, sintetiza os parâmetros de compactação adotados.

As Figuras 4.10 e 4.11 apresentam as microscopias eletrônicas de varredura obtidas para o solo CA, compactado por diferentes metodologias de compactação,

nas energias normal e intermediária, respectivamente. Como é possível observar, para ambas energias, as estruturas formadas pelas compactações dinâmica e estática mostram-se muito semelhantes, com macroporos perceptíveis e presença de agregações de argila, sendo esta última característica aparentemente dominante na compactação estática. Em contrapartida, a microestrutura formada pela compactação por amassamento parece ser um pouco mais fechada, com poucos poros visíveis.

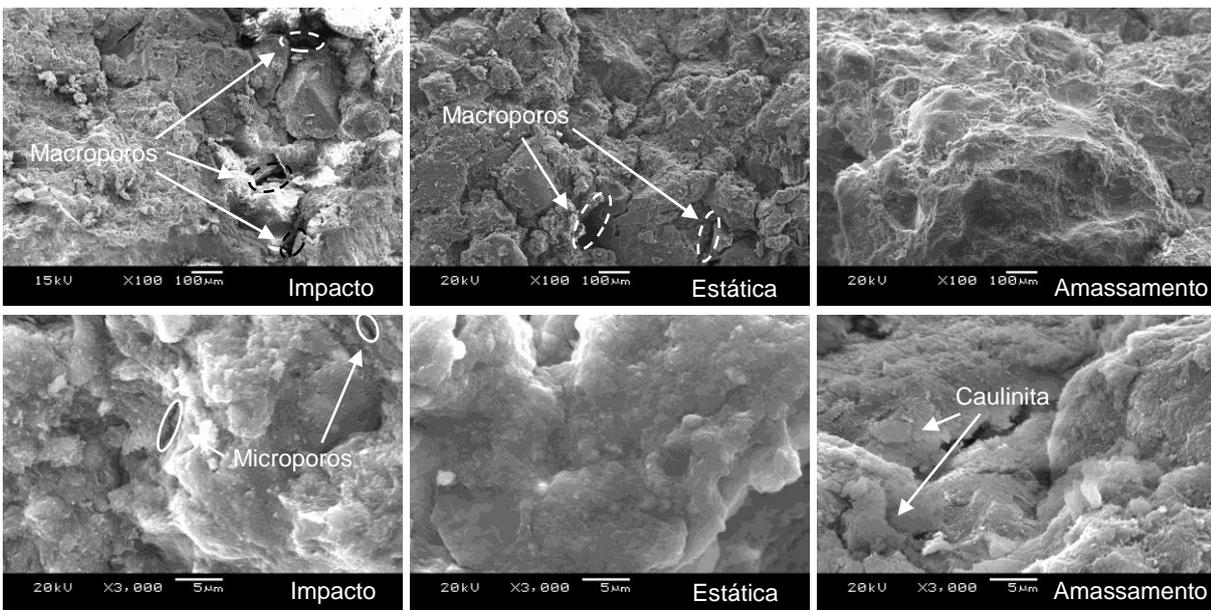
Essas pequenas diferenças microestruturais são decorrentes das deformações cisalhantes produzidas pelos diferentes métodos de compactação. Segundo Oliveira (2004), essas deformações podem interferir na estrutura e conseqüentemente no comportamento do solo, aumentando proporcionalmente na seguinte ordem: compactação estática, dinâmica e por pisoteamento (que ao que tudo indica pode ser considerada semelhante à compactação por amassamento utilizada nessa tese em termos de deformação cisalhante). Quanto maior a deformação cisalhante imposta pelo método de compactação, maior a dispersão da estrutura formada.

Para solos formados em regiões de clima tropical, essa relação entre as deformações cisalhantes produzidas pelos métodos de compactação e as estruturas propostas por Lambe (1958) somente é válida para solos saprolíticos. No caso do solo CA, comprovadamente laterítico, não é possível realizar essa correlação, tendo em vista que, segundo Villar et al. (2015), as partículas de argila encontram-se, em sua maioria, compondo agregados e sem a liberdade necessária para terem sua orientação influenciada pelo processo de compactação. À vista disso, constata-se que a compactação estática, por desenvolver menores deformações cisalhantes, acaba por preservar as agregações de argila desse solo, ao passo que os demais métodos tendem a provocar a quebra desses torrões, tanto maior quanto maior a deformação cisalhante gerada, resultando em microestruturas aparentemente mais densas.

Em relação às microestruturas obtidas para as diferentes energias de compactação, esperava-se observar contrastes mais evidentes, o que de fato não ocorreu. Isso pode estar relacionado ao processo de secagem da fase de preparação das amostras, capaz de gerar pequenas alterações estruturais associadas à sucção. Ainda assim, pode-se constatar uma estrutura mais homogênea para as amostras compactadas na energia intermediária, com fechamento e/ou redução de tamanho dos macroporos. Tal comportamento já era esperado, a julgar pela redução do índice de vazios do solo de 0,93 para 0,82, com o aumento do esforço de compactação. Na região dos microporos não foram observadas diferenças significativas com o

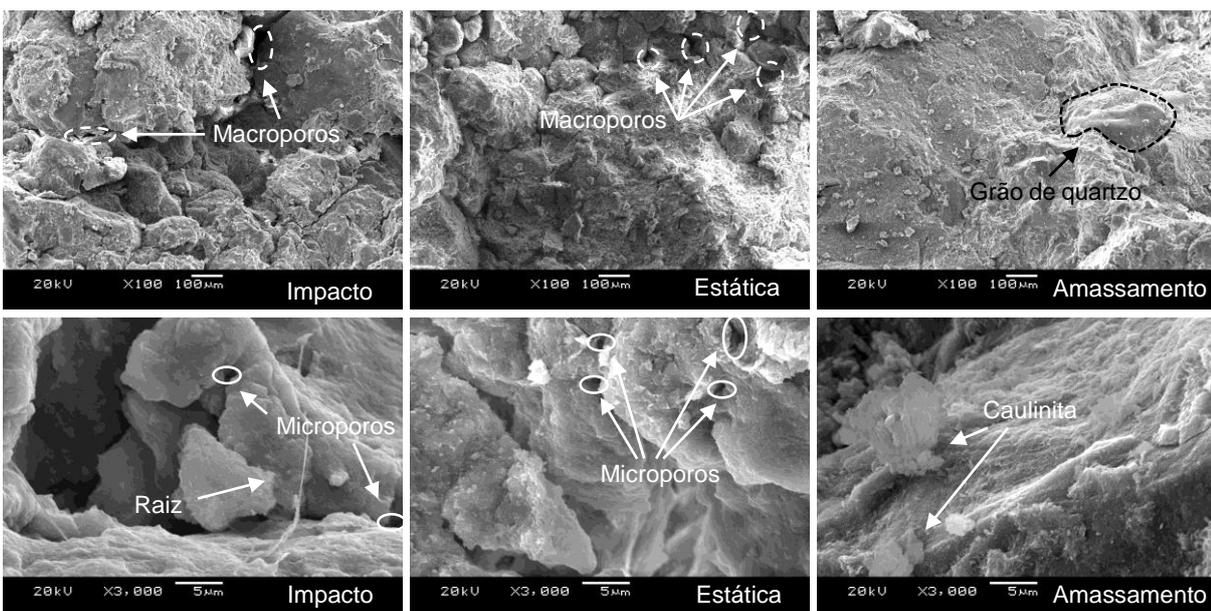
acrécimo da energia de compactação, apenas um leve aumento do número de poros de menores dimensões, que pode ser resultado da redução da macroporosidade.

Figura 4.10 – Imagens obtidas pelo MEV para o solo CA - EN considerando diferentes metodologias de compactação - aumentos de 100x e 3.000x



Fonte: Autora.

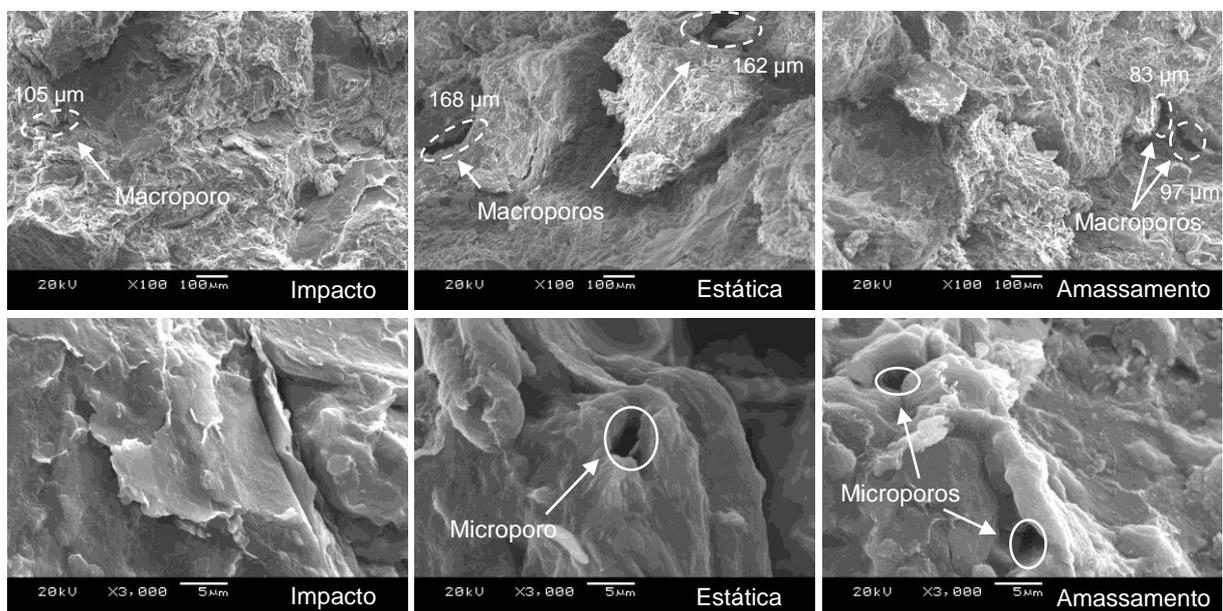
Figura 4.11 – Imagens obtidas pelo MEV para o solo CA - EI considerando diferentes metodologias de compactação - aumentos de 100x e 3.000x



Fonte: Autora.

As imagens geradas no MEV para o solo PE compactado pelas técnicas dinâmica, estática e por amassamento encontram-se compiladas na Figura 4.12. Como é possível observar, as diferenças microestruturais referentes aos diferentes métodos de compactação são bastante abstratas, ao passo que pontuá-las torna-se uma tarefa um pouco mais complexa do que para o solo CA. Aparentemente, a compactação estática estimula a formação de macroporos maiores, à medida que a compactação por amassamento apresenta macroporos de menores dimensões, semelhante à estrutura formada pela compactação dinâmica. As diferenças parecem se concentrar nos poros de maiores dimensões, a julgar pelos aumentos de 3.000x que não evidenciaram modificações nos microporos ou outras particularidades em relação à matriz argilosa. Com isso, verifica-se que para o solo PE, as microestruturas formadas seguem a mesma tendência observada para o solo CA, sendo diretamente influenciadas pelas deformações cisalhantes produzidas pelas diferentes técnicas de compactação.

Figura 4.12 – Imagens obtidas pelo MEV para o solo PE - EI considerando diferentes metodologias de compactação - aumentos de 100x e 3.000x

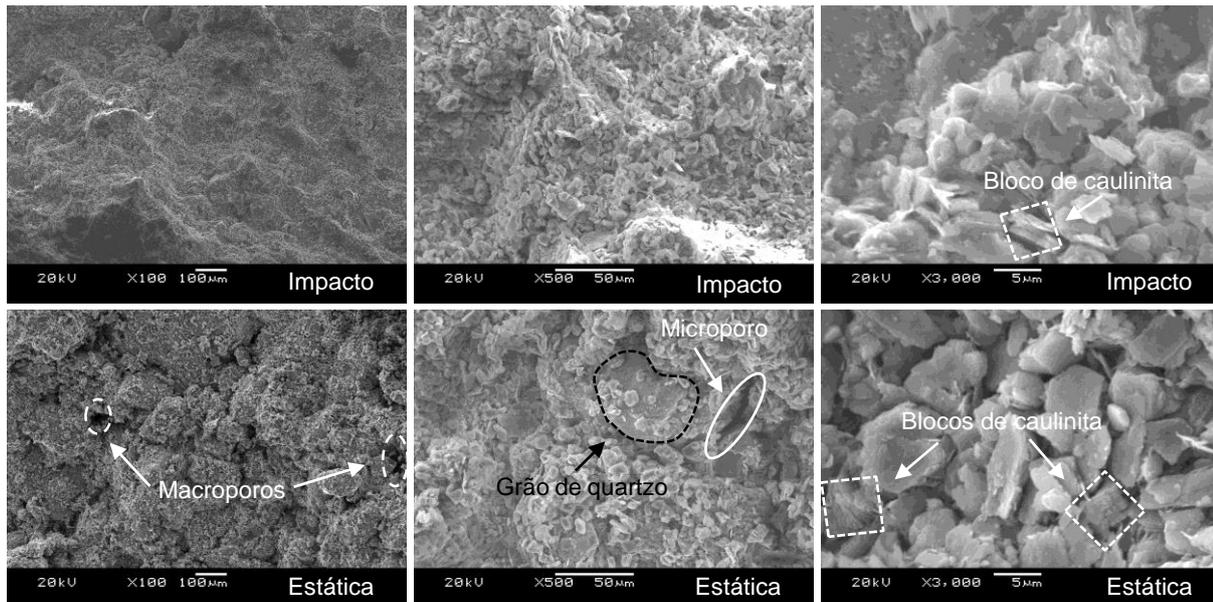


Fonte: Autora.

Na Figura 4.13 são apresentadas as imagens microscópicas obtidas pelo MEV para o solo SL compactado por impacto e estaticamente. Para esse material optou-se por apresentar também a imagem com ampliação de 500x, de modo a complementar

as análises microestruturais. Cabe recordar que esse solo não foi compactado por amassamento, devido a sua baixa capacidade de retenção, a ser comprovada na sequência, que poderia vir a resultar em exsudação excessiva e danos ao equipamento Superpave.

Figura 4.13 – Imagens obtidas pelo MEV para o solo SL - E1 considerando diferentes metodologias de compactação - aumentos de 100x, 500x e 3.000x



Fonte: Autora.

Analisando as menores ampliações (100x), observa-se que a compactação dinâmica resulta em um maior arranjo das partículas. Por outro lado, nas microscopias obtidas para a compactação estática notam-se poros de fácil detecção e pontos em que os grãos de quartzo não encontram-se recobertos por argilominerais (aumentos de 500x), indicando uma microestrutura pouco densa. Outro aspecto que diferencia as microestruturas geradas pelos diferentes métodos de compactação é a tendência de orientação dos argilominerais nas amostras moldadas dinamicamente. Os aumentos de 3.000x evidenciam esse comportamento.

Para o solo SL é possível correlacionar as estruturas formadas pelas compactações estática e dinâmica com àquelas propostas por Lambe (1958) em sua teoria. Isso porque esse material é pouco intemperizado, sendo suas partículas individualizadas. Nesse contexto, o solo SL passa de uma estrutura próxima à floculada na compactação estática para uma estrutura mais dispersa quando

compactada por impacto, devido ao nível das deformações cisalhantes impostas por cada método.

De modo geral, os resultados microestruturais obtidos para os três solos dessa pesquisa permitem concluir que os diferentes métodos de compactação induzem a microestruturas levemente distintas, independentemente do tipo de material e do seu grau de intemperização, semelhante ao observado por Burgos (2016). Em relação à energia de compactação, infere-se que com o aumento do esforço de compactação, da normal para a intermediária, os macroporos se fecham ou reduzem de tamanho, transformando-se em poros de menores dimensões, resultando em uma estrutura mais fechada, consoante à redução do índice de vazios verificada.

#### **4.5.2 Influência da umidade de compactação**

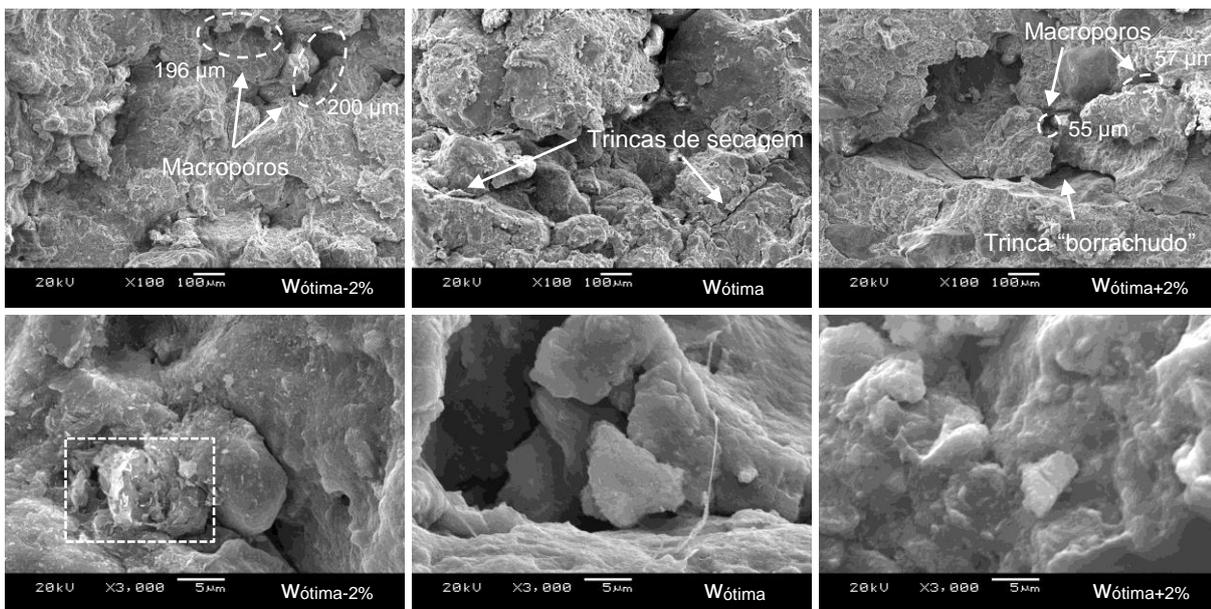
O estudo da influência da umidade de compactação na microestrutura dos solos foi realizado a partir de amostras compactadas dinamicamente, considerando os parâmetros ótimos de compactação da energia intermediária, em três teores de umidade:  $W_{ótima-2\%}$ ,  $W_{ótima}$  e  $W_{ótima+2\%}$  (para o solo SL adotou-se  $W_{ótima+1\%}$ ). Ressalta-se novamente que apesar da variação de umidade de compactação, a massa específica seca máxima foi mantida constante, garantindo a obtenção de um grau de compactação próximo de 100%. Assim, fixou-se a densidade máxima e o índice de vazios, ao passo que o teor de umidade e o esforço de compactação foram considerados parâmetros variáveis nessa análise. A Tabela 4.6, apresentada anteriormente, sintetiza essas características, com exceção dos esforços de compactação aplicados em cada condição, os quais foram citados na metodologia.

As microscopias obtidas para o solo CA nas diferentes umidades de compactação encontram-se compiladas na Figura 4.14. Comparando as estruturas formadas, constata-se que o solo CA compactado na  $W_{ótima-2\%}$ , aparentemente, exibe uma estrutura mais aberta, com macroporos mais evidentes. Na amostra compactada acima da ótima observam-se macroporos de menores dimensões e uma trinca bastante marcante, que parece estar mais relacionada ao fenômeno do “borrachudo”, do que ao processo de secagem realizado durante a preparação dos torrões para o MEV. Na umidade ótima também verificam-se pequenas trincas que, nesse caso, estão associadas a essa secagem prévia do protocolo de ensaio, pois encontram-se em regiões de contato entre grãos. Para esse teor de umidade, as agregações de

argila são mais visíveis, sendo a microestrutura mais semelhante àquela estabelecida abaixo da umidade ótima.

Ao analisar as imagens com maior nível de aproximação (3.000x), observam-se ainda algumas diferenças na matriz fina que recobre os grãos maiores. No teor de umidade de 24% ( $W_{ótima-2\%}$ ), percebe-se que os argilominerais encontram-se dispostos aleatoriamente, como mostra o destaque em pontilhado. Com o aumento da umidade de compactação, esses argilominerais se tornam mais agrupados, arranjados de uma forma mais coesa. Isso está relacionado à maior quantidade de água disponível nos poros que envolve a matriz argilosa tornando-a mais homogênea.

Figura 4.14 – Imagens obtidas pelo MEV para o solo CA nas umidades  $W_{ótima-2\%}$  (24%),  $W_{ótima}$  (26%) e  $W_{ótima+2\%}$  (28%) - aumentos de 100x e 3.000x

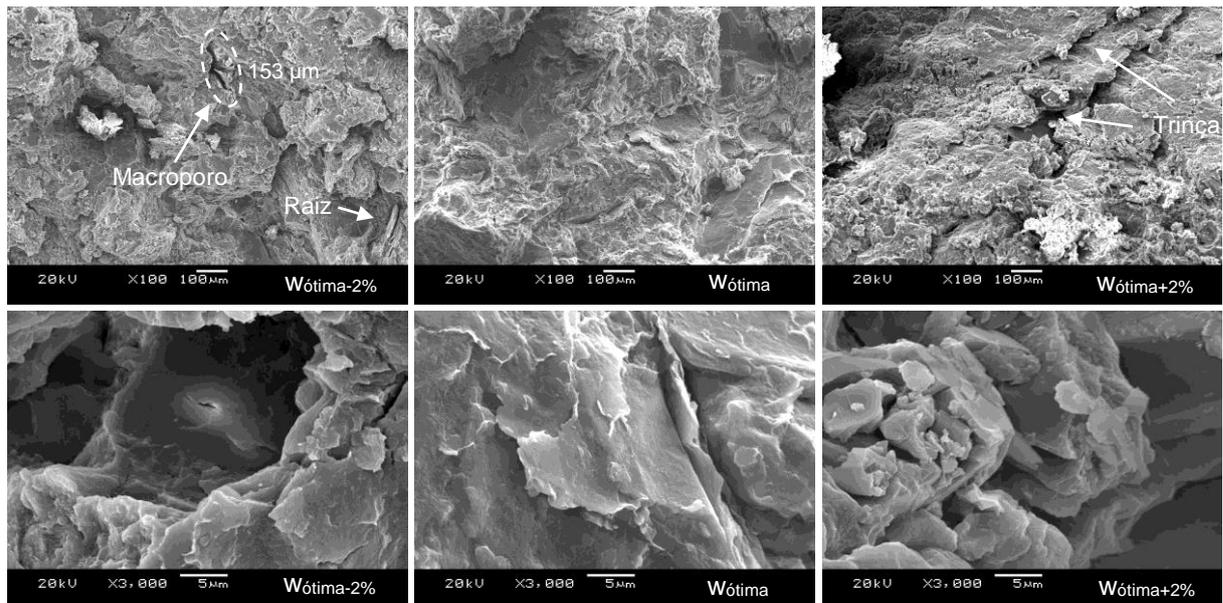


Fonte: Autora.

Na Figura 4.15 são apresentadas as imagens obtidas pelo MEV para o solo PE compactado nos diferentes teores de umidade. Novamente encontraram-se dificuldades na descrição das particularidades estruturais desse material, semelhante ao exposto no subitem 4.5.1. Ainda assim, verifica-se que para esse material, a compactação acima da umidade ótima (18,9%) origina uma estrutura com expressivas trincas decorrentes do “borrachudo”, ao mesmo tempo que passa a impressão de ser bastante homogênea, devido à espessa matriz argilosa que envolve os minerais primários. No outro extremo, a amostra compactada na  $W_{ótima-2\%}$  mostra um aspecto

menos denso, com alguns macroporos visíveis. Já no teor de umidade ótimo de compactação, a estrutura aparenta ser mais fechada, porém mais parecida com àquela observada para a umidade de 14,9% ( $W_{\text{ótima}-2\%}$ ).

Figura 4.15 – Imagens obtidas no MEV para o solo PE nas umidades  $W_{\text{ótima}-2\%}$  (14,9%),  $W_{\text{ótima}}$  (16,9%) e  $W_{\text{ótima}+2\%}$  (18,9%) - aumentos de 100x e 3.000x



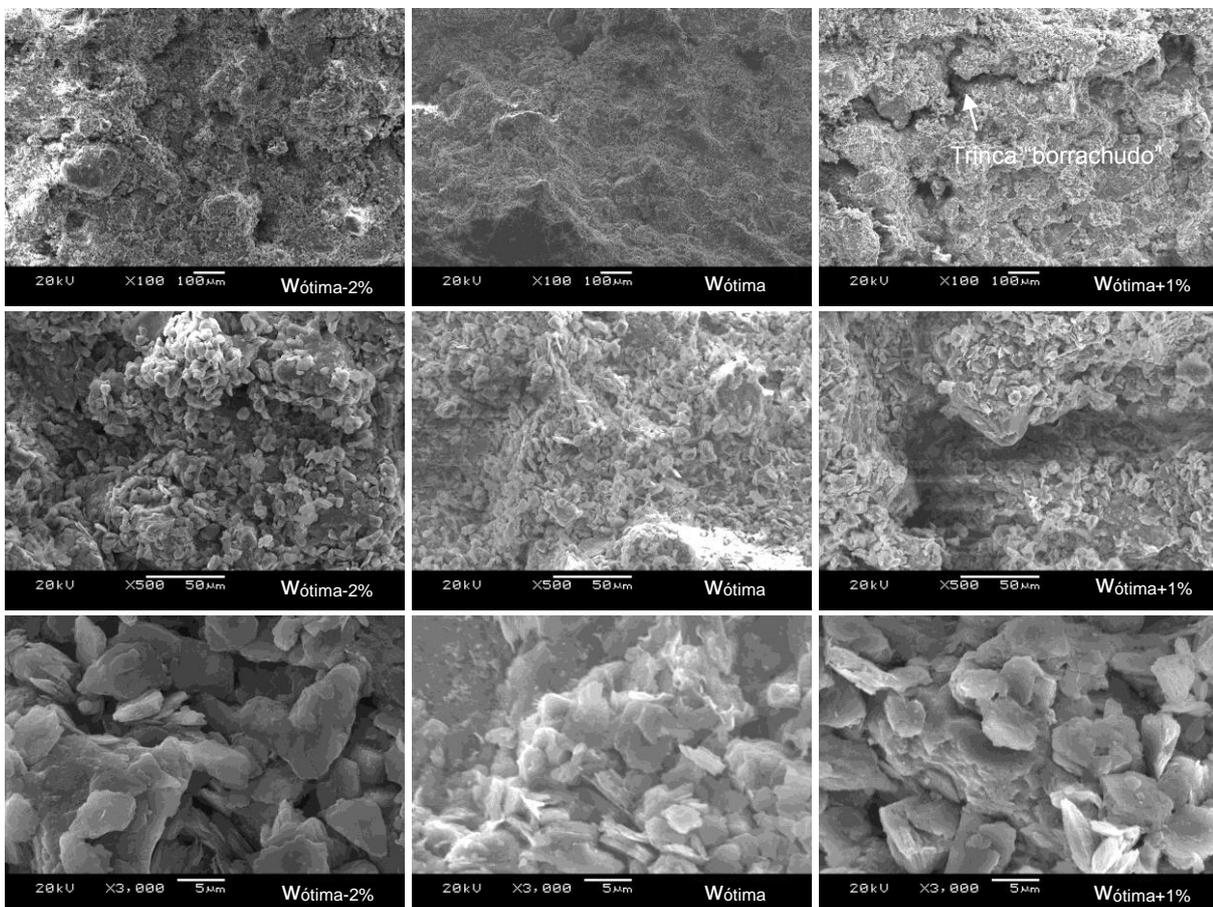
Fonte: Autora.

As microscopias eletrônicas de varredura obtidas para o solo SL em diferentes teores de umidade de compactação são apresentadas na Figura 4.16. Observando os aumentos de 100x, aparentemente verificam-se microestruturas menos densas para as umidades de 10,9% ( $W_{\text{ótima}-2\%}$ ) e 13,9% ( $W_{\text{ótima}+1\%}$ ), e sinais de uma estrutura um pouco mais fechada no teor de umidade ótimo.

Ao analisar as aproximações de 500x e 3.000x essas discordâncias são amenizadas e algumas constatações podem ser tecidas. A primeira é que não é possível diferenciar a distribuição e tamanho dos poros, não sendo plausível preferir qualquer afirmação acerca dos efeitos da umidade de compactação nos vazios do solo SL. A segunda é sobre os argilominerais que, ao que tudo indica, encontram-se melhor orientados acima da umidade ótima. Segundo Villar et al. (2015), solos saprolíticos, sendo eles constituídos de partículas lamelares, organizam-se estruturalmente em função da teoria de Lambe (1958), sendo a orientação dessas partículas de argilas dificultadas quando organizadas em pacotes. Isso explica a

incerteza na afirmação anterior, tendo em vista que a orientação esperada acima da umidade ótima não se mostrou de forma tão efetiva. Vale destacar ainda algumas peculiaridades, como a trinca em evidência na microscopia da amostra compactada na  $W_{ótima+1\%}$ , possivelmente associada ao “borrachudo”, e o maior acúmulo de argilominerais sobre os grãos de quartzo na amostra compactada abaixo da umidade ótima.

Figura 4.16 – Imagens obtidas no MEV para o solo SL nas umidades  $W_{ótima-2\%}$  (10,9%),  $W_{ótima}$  (12,9%) e  $W_{ótima+1\%}$  (13,9%) - aumentos de 100x, 500x e 3.000x



Fonte: Autora.

Em suma, as diferenças microestruturas decorrentes dos teores de umidade iniciais mostraram-se bastante sutis para os solos PE e SL, sendo em alguns casos, impossível pontuá-las. Não obstante, espera-se complementar esses resultados a partir de uma segunda impressão microestrutural fornecida pelas curvas características solo-água, cujos resultados serão apresentados na sequência. Por outro lado, para o solo CA, os efeitos da umidade de compactação foram mais

perceptíveis, evidenciando uma estrutura mais homogênea com o aumento da quantidade de água livre nos poros. Com isso, pode-se concluir que para um mesmo índice de vazios inicial, as estruturas dos solos dependem do teor de umidade de compactação e não somente da porosidade, tendo em vista o impacto dessa variável na forma como os poros encontram-se associados.

Outro aspecto que merece ser mencionado é sobre a contribuição do esforço de compactação nas características estruturais constatadas, visto que, teoricamente o aumento desse esforço tende ocasionar o fechamento ou redução de tamanho dos poros. Ao analisar os resultados obtidos, verifica-se que, para os solos em estudo, essa tendência não foi observada. Isso porque as estruturas formadas para as amostras compactadas abaixo da umidade ótima, cujo esforço aplicado foi superior ao do teor ótimo, resultaram em microestruturas menos densas, o que contraria a hipótese inicial. Acredita-se que esse comportamento possa estar associado à manutenção do índice de vazios, a despeito da variação do teor de umidade inicial. Por esse motivo, as análises aqui realizadas remeteram somente à influência da umidade inicial, visto ser, aparentemente, o fator preponderante acerca das diferenças observadas. Ademais, vale reforçar que, nesse caso, a modificação do esforço de compactação é apenas fruto da condição de campo que realmente se deseja reproduzir (variação da umidade inicial com manutenção da densidade máxima – GC  $\approx$  100%), não constituindo de fato uma variável de estudo definida nesta tese.

#### **4.5.3 Influência da mineralogia e gênese dos solos**

Neste subitem são abordadas as diferenças microestruturais observadas em função dos diferentes tipos de solos, destacando-se os efeitos associados às suas mineralogias e estágios de evolução pedogenética. Essas análises foram realizadas com base no conjunto de microscopias apresentadas nos subitens anteriores.

Analisando as imagens microscópicas referentes ao solo CA, observa-se uma estrutura com a ocorrência de poros e agregações de partículas argilosas bastante marcantes. Os contornos dos grãos de quartzo são relativamente visíveis, mesmo que envoltos por uma matriz fina composta por camadas de argilominerais e óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Aliás é a presença desses óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio que conferem esse aspecto de “cimentação” à estrutura do solo, típico de solos lateríticos. O argilomineral predominante nesse material é a caulinita, visível sob

a forma de lâminas simples, como é possível identificar no aumento de 3.000x feito para a amostra compactada por amassamento (Figura 4.11).

Diferentemente da microestrutura observada para o solo CA, no solo PE a matriz composta por argilominerais e óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio é mais densa, o que dificulta a identificação e visualização dos minerais primários que encontram-se encobertos por essa matriz e até mesmo dos argilominerais que a compõem. Acredita-se que esse aspecto da matriz argilosa seja fruto da associação dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio com o argilomineral illita, cujas dimensões são inferiores a da caulinita. No geral, observa-se uma estrutura bastante homogênea para o solo PE, muito semelhante dos padrões microscópicos observados para solos lateríticos, o que corrobora os resultados obtidos pelo ensaio de ataque sulfúrico.

Para o solo SL verifica-se uma microestrutura bastante distinta daquelas observadas para os solos CA e PE, mais próxima aos aspectos visuais característicos de solos não lateríticos. Neste material, é possível distinguir bem o contorno dos grãos de quartzo, que, nesse caso, estão encobertos por argilominerais do tipo caulinita, dispostos caoticamente em blocos com inúmeras folhas simples. Segundo Bastos (1999), essa ordenação determina à estrutura um aspecto de fragilidade, alusivo a um “castelo de cartas”, o que pode influenciar negativamente no comportamento hidromecânico desse solo. Destaca-se ainda a ausência de agentes de ligação, confirmada pela inexistência do aspecto cimentado, possivelmente relacionada à baixa porcentagem de óxidos de ferro ( $\pm 3\%$ ). Essa constatação é, na verdade, muito importante, pois a partir dela é possível se ter uma noção do comportamento mecânico do material, que, nesse caso, irá responder sobretudo devido ao atrito entre os grãos.

#### 4.6 CURVAS CARACTERÍSTICAS SOLO-ÁGUA

A curva característica solo-água é considerada uma das relações constitutivas mais importantes no estudo de solos não saturados, visto fornecer valiosas informações que auxiliam na solução de problemas complexos dentro do âmbito da engenharia geotécnica. Além do conhecimento da capacidade de retenção de água dos solos, a SWCC permite visualizar a influência das características físicas, químicas, mineralógicas e microestruturais no comportamento desses materiais.

Nesse trabalho, as curvas características foram construídas por meio da união de duas técnicas distintas (mesa de tensão com coluna de areia e papel filtro) de modo

a definir com maior precisão o comportamento de dessaturação dos solos, principalmente para baixos níveis de sucção. Essa associação de métodos se mostrou bastante satisfatória, uma vez que os dados experimentais obtidos pelas técnicas se complementaram, em todas as curvas características determinadas, vindo a desempenhar um importante papel na estimativa do 1º VEA nas curvas de solos com comportamento bimodal, como será visto adiante.

Como exposto na revisão de literatura, as curvas características podem ser representadas por diferentes variáveis de armazenamento de água. Nessa pesquisa, as SWCCs foram representadas e ajustadas em termos de grau de saturação. Essa variável foi escolhida em virtude da ampla utilização em estudos relacionados à pavimentação e por considerar em seu cálculo a variação de volume do material, que, a propósito, ocorreu em praticamente todos os solos estudados. O solo CA apresentou uma maior contração durante as trajetórias de secagem do que os demais materiais. Essa redução de volume foi tanto maior quanto maior a umidade e a energia de compactação. O solo SL destacou-se pela elevada expansão durante a trajetória de umedecimento, independentemente da umidade de compactação. O solo PE, por sua vez, apresentou comportamentos intermediários para ambas variações volumétricas.

No que se refere ao ajuste matemático das curvas características, os dois modelos propostos por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) foram avaliados e apresentaram ajustes adequados, porém, no geral, as equações propostas por Fredlund e Xing (1994), para curvas unimodais, e por Durner (1994), para solos com comportamento bimodal, apresentaram um ajuste matemático superior. Dessa forma, as modelagens das curvas características foram realizadas por meio destes dois modelos, com o auxílio do Excel e do *software* SWCR Fit desenvolvido por Seki (2007).

A apresentação e análise dos resultados, abordadas na sequência, foram divididas em subitens em virtude da ampla gama de discussões sobre esse assunto. Inicialmente são apresentadas análises acerca do grau de variabilidade dos índices de vazios das amostras utilizadas nos ensaios de papel filtro e mesa de tensão. Nas subseções seguintes são abordados os efeitos das condições de compactação (método, energia e umidade) nas curvas características dos solos estudados, incluindo análises acerca da relação desses efeitos com a microestrutura formada. Por fim, são apresentadas comparações entre as curvas características obtidas para os diferentes materiais, direcionando as análises para possíveis correlações com as características físicas, químicas e mineralógicas de cada solo.

#### 4.6.1 Análise da variabilidade do índice de vazios

O índice de vazios constitui uma variável importante em todas as análises realizadas nessa seção. Por esse motivo, julgou ser apropriado a realização de análises de dispersão estatística para os índices de vazios iniciais das amostras utilizadas na construção das curvas características, considerando as particularidades existentes na metodologia empregada. Como visto, essas amostras foram retiradas de corpos de prova compactados em 10 camadas, e de modo geral, de mais de um de corpo de prova, o que pode gerar uma grande dispersão nesse parâmetro.

As médias e as medidas de dispersão (desvio padrão, variância e coeficiente de variação) obtidas para os índices de vazios dessas amostras são apresentados na Tabela 4.7. Os dados referentes às amostras individuais utilizadas nessa análise encontram-se reunidos no Apêndice B. Vale destacar que todos os índices físicos dos anéis extraídos para construção da SWCC, incluindo os índices de vazios, foram verificados e que àqueles que não estavam de acordo foram descartados anteriormente à realização dos ensaios. Por isso, as análises aqui apresentadas são referentes às amostras utilizadas, cuja variação está limitada às amostras que se enquadraram previamente nas especificações de grau de compactação e umidade admitidas nessa tese ( $W_{compactação} \pm 0,5\%$  e  $GC = 100\% \pm 1\%$ , exceto solo PE).

Tabela 4.7 – Análise do grau de variabilidade dos índices de vazios iniciais das amostras utilizadas na construção das curvas características

Material/Condição de compactação	Relações estatísticas – índice de vazios inicial			
	Média	Desvio padrão	Variância	Coef. variação (%)
Solo CA – ≠ métodos de compactação	0,93	0,010	0,0001	1,12
Solo CA – ≠ umidades de compactação	0,82	0,013	0,0002	1,59
Solo PE – ≠ umidades de compactação	0,50	0,014	0,0002	2,71
Solo SL – ≠ umidades de compactação	0,37	0,004	0,00002	1,08

Fonte: Autora.

Ao analisar os resultados, verifica-se que a dispersão entre os índices de vazios das amostras, para uma mesma condição de compactação, foi muito pequena, com

coeficientes de variação (CV) inferiores a 3%. A maior dispersão ocorreu para o solo PE, mais especificamente para as amostras compactadas no ramo úmido, para as quais foram aceitos valores de grau de compactação superiores a 98%, devido às dificuldades apontadas na obtenção da densidade seca máxima. Não obstante, entende-se que os índices de vazios das amostras utilizadas nessa pesquisa encontram-se dentro de uma faixa de dispersão aceitável, tendo em vista a obtenção de coeficientes de variação inferiores a 10%, comumente aceito em análises geotécnicas e de engenharia (HARR, 1987; UZIELLI et al., 2006). Resultados semelhantes foram obtidos por Queiroz (2015) em uma análise similar a essa.

#### **4.6.2 Influência da umidade de compactação**

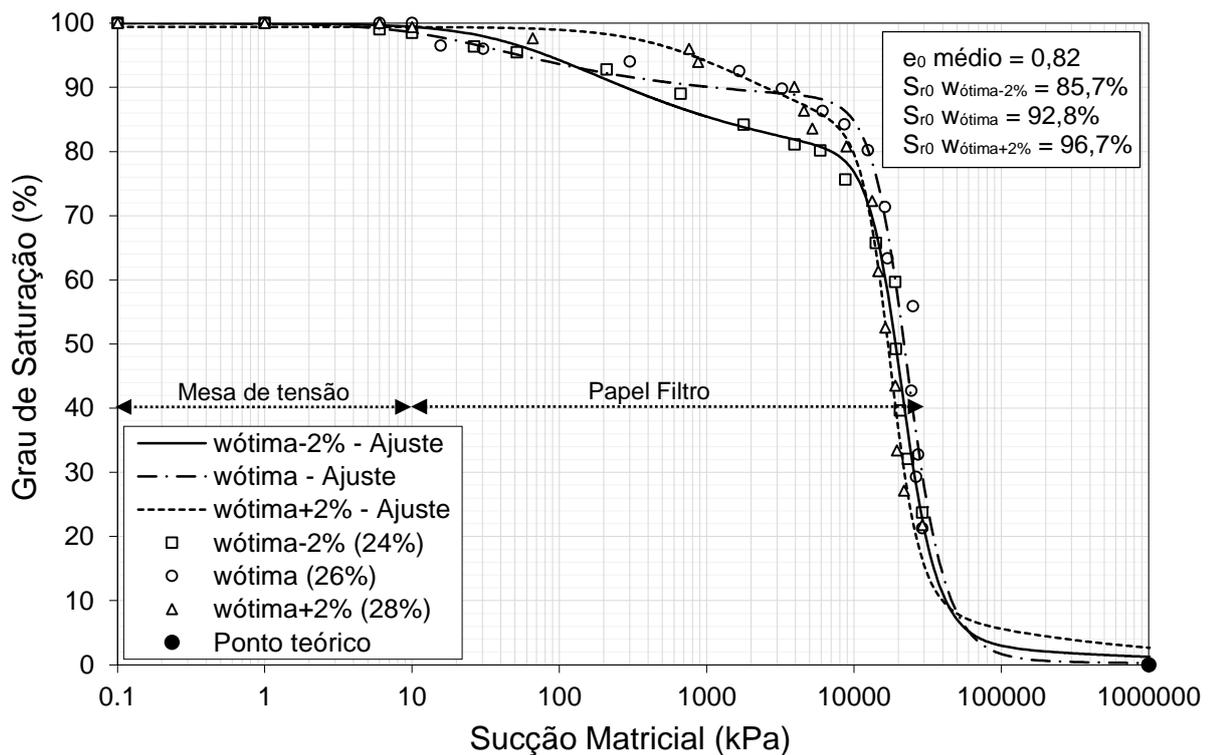
A influência da umidade de compactação na curva característica solo-água dos materiais em estudo foi avaliada tendo como base as variações de umidade permitidas pelo DNIT para a execução de subleitos rodoviários. Essa análise foi realizada para todos os solos, compactados por impacto e com base nos parâmetros de compactação Proctor intermediário, considerando a mesma densidade seca máxima e o mesmo índice de vazios, como visto na Tabela 4.6. Os índices físicos iniciais das amostras utilizadas na determinação das curvas características por diferentes umidades de compactação encontram-se sintetizados no Apêndice B<sub>1</sub>. Cabe ressaltar que para reproduzir a uniformidade da densidade e conseqüentemente do índice de vazios, o esforço de compactação precisou ser modificado de acordo com o teor de umidade de moldagem. Assim, apesar da presente análise dar ênfase à influência da variação de umidade de compactação na SWCC dos solos tendo como base a justificativa apresentada anteriormente (vide item 4.5.2), deve-se ponderar ainda os efeitos dos esforços de compactação associados a essa variação.

As curvas características construídas para o solo CA considerando os diferentes teores de umidade de compactação são apresentadas na Figura 4.17. Os dados experimentais obtidos para esse material, de modo geral, apresentaram um melhor ajuste matemático pelo modelo de Durner (1994), cujos parâmetros são apresentados na Tabela 4.8. Na mesma tabela ainda são apresentados os valores de entrada de ar e sucção residual obtidos graficamente após a modelagem.

Analisando a Figura 4.17 e a Tabela 4.8 de forma conjunta, nota-se que apesar dos elevados coeficientes de determinação para o modelo bimodal ( $R^2 > 0,976$ ), as

curvas características não seguiram o mesmo comportamento de dessaturação para os três teores de umidade de compactação analisados. As curvas características obtidas para as condições de moldagem na umidade ótima e  $w_{\text{ótima-2\%}}$  apresentaram traçado típico Duplo “S”, característico de solos com distribuição de poros bimodal. Nota-se que com o aumento do teor de umidade de compactação, esse formato se torna mais suave, indicando a existência de um processo de transição gradual do formato bimodal para o unimodal estimulado pelo acréscimo no teor de umidade de compactação. Isso é confirmado pela SWCC na umidade de 28% ( $w_{\text{ótima+2\%}}$ ), que evidencia um formato muito próximo ao unimodal, impossibilitando a definição gráfica do valor da sucção residual correspondente à zona dos macroporos, como é possível visualizar na Tabela 4.8.

Figura 4.17 – Curvas características do solo CA considerando diferentes umidades de compactação



Fonte: Autora.

Os valores de entrada de ar relacionados aos macroporos (1º VEA) não apresentaram uma tendência clara frente ao acréscimo da umidade de compactação, principalmente em virtude do comportamento peculiar da curva característica na

umidade ótima, associado à suavização do formato Duplo “S”. Apesar disso, destaca-se o comportamento da SWCC acima da umidade ótima ( $W_{ótima+2\%}$ ), que apresentou um primeiro valor de entrada de ar na ordem de 250 kPa, superior às demais umidades de compactação, sugerindo que há uma maior capacidade de retenção de água nos macroporos nessa condição.

Tabela 4.8 – Parâmetros de ajuste e de interesse das curvas características do solo CA obtidas para diferentes umidades de compactação

Parâmetros		Solo CA – Energia Intermediária		
		$W_{ótima-2\%}$ (24%)	$W_{ótima}$ (26%)	$W_{ótima+2\%}$ (28%)
Software SWRC Fit Modelo de Durner (1994)	$w_1$	0,248	0,129	0,266
	$\alpha_1$	0,018	0,067	0,001
	$n_1$	1,308	1,351	1,317
	$m_1$	0,235	0,260	0,241
	$w_2$	0,752	0,871	0,734
	$\alpha_2$	5,1E-05	4,8E-05	6,0E-05
	$n_2$	4,102	3,799	4,796
	$m_2$	0,756	0,737	0,792
	$R^2$	0,990	0,976	0,993
Gráfico	$\psi_{ar1}$ (kPa)	25	6,0	250
	$\psi_{res1}$ (kPa)	1.200	300	-
	$\psi_{ar2}$ (kPa)	12.500	13.000	11.000
	$\psi_{res2}$ (kPa)	40.000	45.000	30.000

Fonte: Autora.

Notas:  $w_1$ ,  $\alpha_1$  ( $\text{cm}^{-1}$ ),  $n_1$ ,  $m_1$ ,  $w_2$ ,  $\alpha_2$  ( $\text{cm}^{-1}$ ),  $n_2$ ,  $m_2$ : parâmetros do modelo, em que  $m=1-(1/n)$ ;  $R^2$ : coeficiente de determinação obtido para o ajuste dos dados experimentais;  $\psi_{ar1}$  e  $\psi_{ar2}$ : primeiro e segundo valor de entrada de ar;  $\psi_{res1}$  e  $\psi_{res2}$ : primeira e segunda sucção residual.

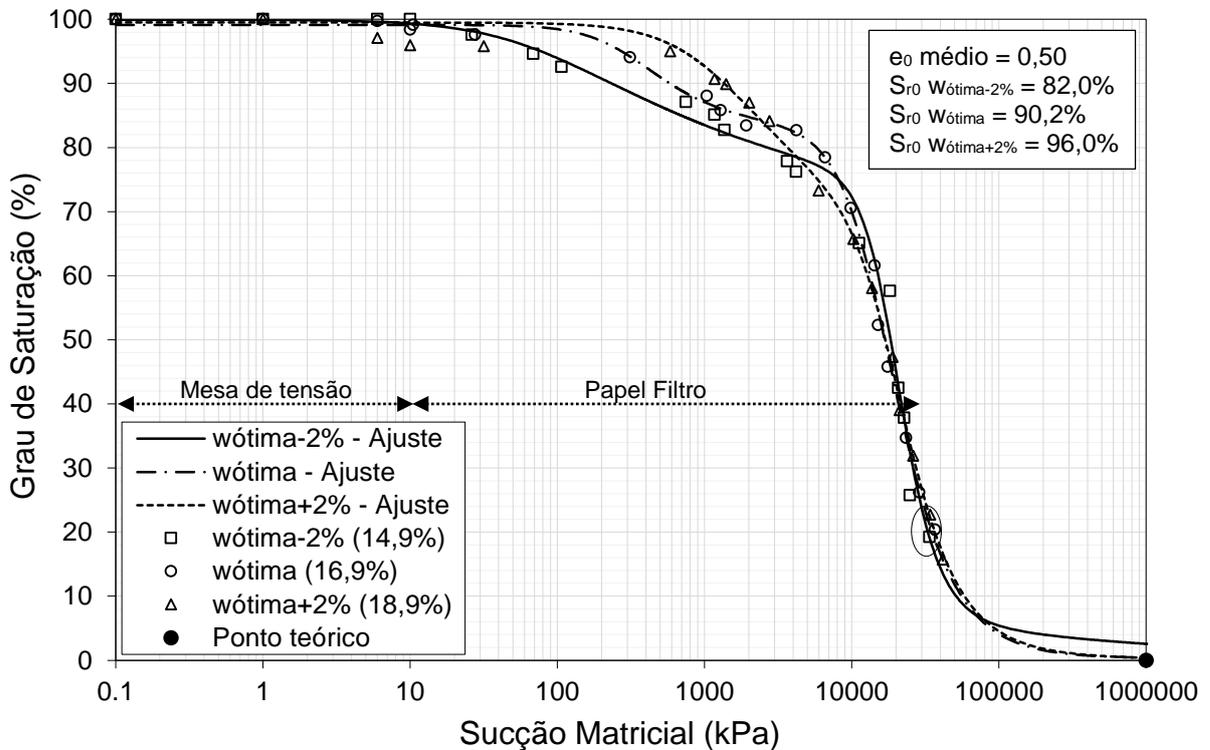
Diferentemente dos valores de entrada de ar, as sucções residuais dos poros interagregados apresentaram uma linha de comportamento semelhante, diminuindo com o acréscimo de umidade de compactação. Os valores de entrada de ar dos microporos, por sua vez, não seguiram nenhuma tendência, apresentando valores muito semelhantes, na ordem de 12.000 kPa. Esse valor inclusive marca um limite, a partir do qual as curvas características solo-água praticamente se sobrepõem, indicando que a umidade de compactação não apresenta influência na região dos microporos. Isso porque para altos valores de sucção, o comportamento da SWCC é governado pelas forças de adsorção, que estão relacionadas à composição química

e mineralógica do solo, as quais não foram alteradas pelas condições de compactação. Essa convergência na zona de poros intra-agregados também foi observada por Feuerharmel (2007), Otálvaro (2013), Salour et al. (2014), Queiroz (2015) e Santos et al. (2019).

Diante do exposto, constata-se que as diferenças associadas às umidades de compactação, para o solo em questão, encontram-se na região dos macroporos. Considerando que o índice de vazios e a densidade máxima permaneceram constantes, tais diferenças só podem estar relacionadas à distribuição e ao tamanho desses poros de maiores dimensões. Na curva característica referente à  $W_{ótima-2\%}$ , os macroporos parecem estar melhor distribuídos, o que explica a drenagem gradual desses poros de maiores dimensões e a sua menor taxa de dessaturação, indicada pelo parâmetro de ajuste  $n_1$ . Esse parâmetro descreve a inclinação da região dos poros interagregados e relata a não uniformidade na retenção de água. Quando esse valor é alto, a curva é uniforme, enquanto baixos valores de  $n$  indicam curvas bem graduadas. Na umidade ótima, os macroporos aparentam ter um tamanho predominante de poro, que dessatura rapidamente, a julgar pelo seu baixo VEA e a sua maior taxa de dessaturação ( $>$  valor de  $n_1$ ), até estabilizar na faixa do patamar intermediário, onde a partir daí ocorre um aumento de sucção para um grau de saturação praticamente constante, corroborando o predomínio de um único tamanho de macroporo para essa condição. A curva  $W_{ótima+2\%}$ , por sua vez, evidencia uma redução de tamanho e redistribuição dos macroporos, que se encontram mais próximos ao tamanho dos microporos, evidenciando uma tendência à uniformidade, como já observado anteriormente nas microscopias apresentadas na Figura 4.14.

Os dados experimentais que expressam a relação entre o grau de saturação e a sucção matricial obtidos para o solo PE compactado em diferentes teores de umidade são apresentados na Figura 4.18. É possível observar, pela elipse em destaque, que para esse material foram medidos valores de sucção superiores a 30.000 kPa pela técnica do papel filtro. Apesar desses pontos apresentarem valores superiores ao intervalo de mensuração adotado nessa tese (10 kPa a 30.000 kPa), essas leituras apresentaram concordância com o traçado da SWCC, sendo aceitas e utilizadas no ajuste das curvas realizado pelo modelo de Durner (1994). A Tabela 4.9 sintetiza os parâmetros de ajuste e outras informações relevantes extraídas após a modelagem.

Figura 4.18 – Curvas características do solo PE considerando diferentes umidades de compactação



Fonte: Autora.

Ao analisar as curvas características ajustadas em conjunto com os valores de  $R^2$ , verifica-se que o modelo adotado conseguiu representar os pontos experimentais de uma forma satisfatória. Apesar do ajuste das curvas ter sido realizado por um modelo bimodal, nem todas as curvas características solo-água apresentaram esse comportamento durante a dessaturação. A exceção, nesse caso, foi a SWCC determinada para a  $W_{ótima+2\%}$ . O traçado dessa curva aproximou-se do tipo unimodal, impossibilitando a determinação do primeiro valor de sucção residual, como é possível observar na Tabela 4.9. Nesse contexto, pode-se afirmar que a umidade de compactação impacta no formato da SWCC, reduzindo seu aspecto bimodal conforme o teor de umidade aumenta, semelhante ao observado anteriormente para o solo CA. Edil e Motan (1979) constataram o mesmo comportamento para os solos avaliados em seu estudo. Comportamento similar também foi observado por Otálvaro (2013), Queiroz (2015) e Elkady et al. (2017), porém com a diferença de que tais autores avaliaram a variação de umidade de compactação nos ramos seco e úmido, considerando diferentes valores de massa específica seca máxima.

Tabela 4.9 – Parâmetros de ajuste e de interesse das curvas características do solo PE obtidas para diferentes umidades de compactação

Parâmetros		Solo PE – Energia Intermediária		
		Wótima-2% (14,9%)	Wótima (16,9%)	Wótima+2% (18,9%)
Software SWRC Fit Modelo de Durner (1994)	$w_1$	0,320	0,162	0,338
	$\alpha_1$	0,015	0,003	0,001
	$n_1$	1,262	2,175	1,696
	$m_1$	0,208	0,540	0,410
	$w_2$	0,680	0,838	0,662
	$\alpha_2$	5,3E-05	6,6E-05	5,5E-05
	$n_2$	3,738	2,644	2,812
	$m_2$	0,733	0,622	0,644
	$R^2$	0,991	0,998	0,997
Gráfico	$\psi_{ar1}$ (kPa)	30	150	550
	$\psi_{res1}$ (kPa)	900	900	-
	$\psi_{ar2}$ (kPa)	12.000	8.500	11.000
	$\psi_{res2}$ (kPa)	45.000	50.000	55.000

Fonte: Autora.

Notas:  $w_1$ ,  $\alpha_1$  ( $\text{cm}^{-1}$ ),  $n_1$ ,  $m_1$ ,  $w_2$ ,  $\alpha_2$  ( $\text{cm}^{-1}$ ),  $n_2$ ,  $m_2$ : parâmetros do modelo, em que  $m=1-(1/n)$ ;  $R^2$ : coeficiente de determinação obtido para o ajuste dos dados experimentais;  $\psi_{ar1}$  e  $\psi_{ar2}$ : primeiro e segundo valor de entrada de ar;  $\psi_{res1}$  e  $\psi_{res2}$ : primeira e segunda sucção residual.

Os valores de entrada de ar associados aos poros interagregados também foram modificados pelo teor de umidade inicial. Com o aumento da umidade de compactação, observou-se o acréscimo do 1º VEA, passando de 30 kPa na  $W_{ótima-2\%}$ , para 150 kPa na  $W_{ótima}$  e para 550 kPa na  $W_{ótima+2\%}$ . Isso quer dizer que quanto maior o teor de umidade inicial de compactação, maior a capacidade de retenção de água dos macroporos. Os valores de entrada de ar dos microporos, por sua vez, mostraram-se muito próximos, salvo o 2º VEA obtido para a umidade ótima de compactação, cujo valor foi levemente inferior ao dos demais (8.500 kPa). Apesar disso, verificou-se a sobreposição das curvas características para sucções acima de 10.000 kPa. Esse mesmo comportamento foi observado para o solo CA, sendo justificado, como visto, pelas características intrínsecas do material que influenciam na zona dos microporos e que não se alteram com as diferentes condições de compactação.

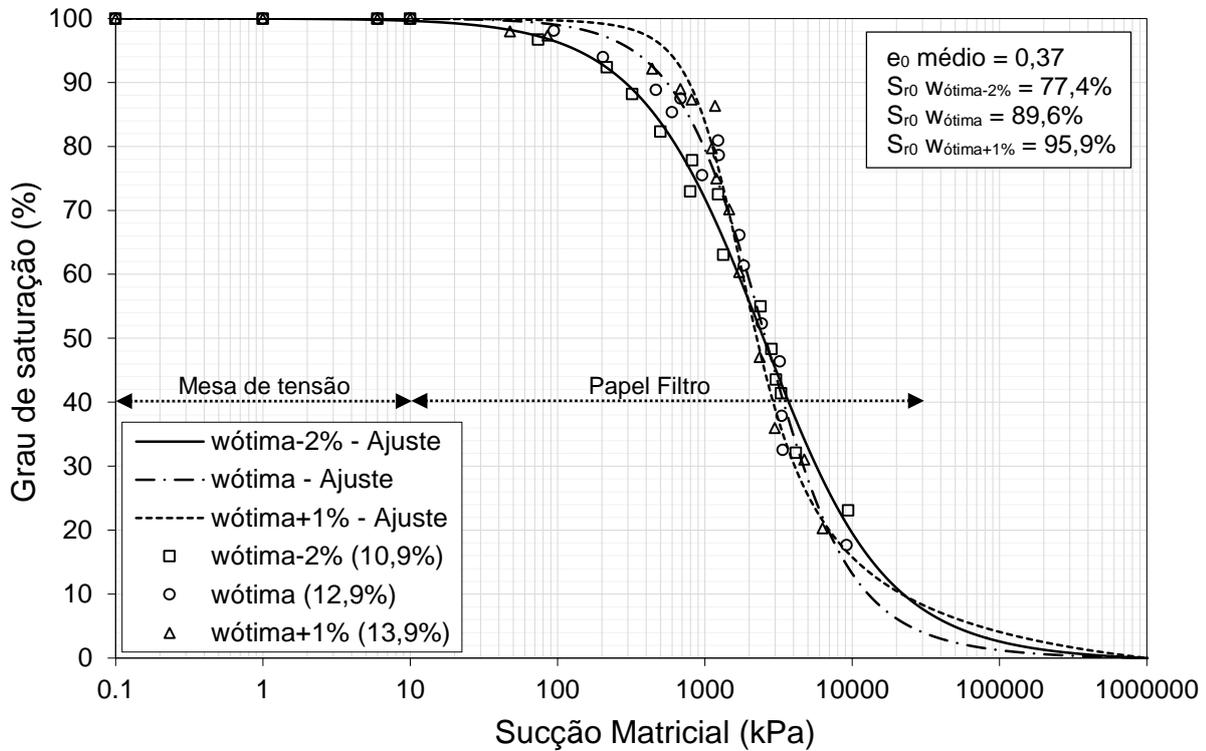
Assim, constata-se que os efeitos da variação de umidade de compactação são mais intensos na região dos poros interagregados, onde atuam baixos níveis de sucção. Isso pode ser melhor observado ao se discutir sobre as taxas de

dessaturação. Nessa região, a SWCC determinada para uma umidade de 14,9% necessita de uma menor sucção para iniciar o processo de dessaturação, que ocorre lentamente (menor taxa de dessaturação), devido à melhor distribuição dos macroporos. No teor ótimo, ao que tudo indica, há o predomínio de um tamanho de macroporo, que aparentemente drena mais rapidamente, a julgar pela sua curva mais íngreme nessa região. Isso quer dizer que há uma maior taxa de dessaturação nos macroporos dessa curva, o que pode ser confirmado pelo parâmetro de ajuste  $n_1$  apresentado na Tabela 4.9. Para um teor de umidade acima da ótima (18,9%) ocorre a redução do tamanho associada à uma redistribuição dos macroporos, tendendo à uniformidade. Esse mesmo comportamento de dessaturação já havia sido observado para o solo CA, comprovando que para esses dois materiais a umidade de compactação não destrói ou elimina os poros, mas os modifica, resultando em um rearranjo dos poros de maiores dimensões.

As microscopias eletrônicas de varredura do solo PE considerando diferentes umidades de compactação apresentadas na Figura 4.15, condizem em parte com os resultados observados para as curvas características. A presença de macroporos de maiores dimensões para a amostra compactada abaixo da umidade ótima foi corroborada, assim como a semelhança de comportamento entre as curvas características obtidas para  $W_{ótima-2\%}$  e  $W_{ótima}$ , a julgar pelas suas semelhanças estruturais. Por outro lado, a redução dos macroporos não foi claramente observada para a umidade de 18,9% ( $W_{ótima+2\%}$ ). Nesse caso em específico, isso pode ter ocorrido devido à expressiva espessura da matriz argilosa que encobre os minerais primários ou ainda em função do tamanho da superfície varrida pelo MEV, que resulta na identificação de feições particulares em vez de aspectos gerais.

A Figura 4.19 apresenta os ajustes das curvas características do solo SL para as três umidades de compactação analisadas. Para esse material, o ajuste pelo modelo de Durner (1994) não apresentou um bom coeficiente de determinação. Nesse caso, independentemente do teor de umidade, o melhor ajuste matemático dos dados experimentais foi obtido pelo modelo de Fredlund e Xing (1994), indicado para curvas com comportamento unimodal. Os parâmetros de ajuste, bem como os valores de entrada de ar e sucção residual obtidos após a modelagem, são apresentados na Tabela 4.10.

Figura 4.19 – Curvas características do solo SL considerando diferentes umidades de compactação



Fonte: Autora.

As curvas características obtidas para o solo SL apresentaram um traçado típico unimodal, com um único trecho de dessaturação. Para esse material, não observa-se a influência da umidade de compactação diretamente no formato das curvas características, mas nota-se o seu impacto nos valores de entrada de ar e sucção residual. Com o acréscimo de umidade, observa-se o aumento do VEA, passando de 350 kPa na  $W_{ótima-2\%}$ , para 600 kPa na umidade ótima e para 750 kPa na  $W_{ótima+1\%}$ . Isso significa que quanto maior o teor de umidade inicial, maior a capacidade de armazenamento de água no solo SL. A sucção residual, por sua vez, apresentou uma tendência oposta, reduzindo de forma gradativa com o acréscimo da umidade de compactação.

Quanto à velocidade da drenagem da água dos vazios do solo SL, observa-se um aumento da inclinação da SWCC com o aumento da umidade de compactação. Esse comportamento também pode ser associado ao parâmetro  $n$ , apresentado na Tabela 4.10. Semelhante ao parâmetro  $n_1$  do modelo de Durner (1994), o parâmetro  $n$  está relacionado à inclinação da curva, que dá uma noção da distribuição dos poros,

proporcional à uniformidade do material: quanto maior o seu valor, maior a inclinação da curva, mais uniforme é a distribuição de poros do solo e mais rapidamente ocorre a dessaturação. Nesse caso, observa-se que há uma transição na distribuição dos poros do solo SL, passando de bem graduada a uniforme, conforme a umidade de compactação aumenta. Essa constatação reforça às diferenças microestruturais associadas à umidade de compactação, complementando as análises microestruturais apresentadas no item 4.5.2.

Tabela 4.10 – Parâmetros de ajuste e de interesse das curvas características do solo SL obtidas para diferentes umidades de compactação

Parâmetros		Solo SL – Energia Intermediária		
		Wótima-2% (10,9%)	Wótima (12,9%)	Wótima+1% (13,9%)
Modelo de Fredlund e Xing (1994)	$\psi_r$ (kPa)	20.000	10.000	8.000
	$a$	2281,5	2413,6	1331,9
	$m$	2,272	2,191	1,005
	$n$	0,994	1,429	2,584
	$R^2$	0,99	0,981	0,988
Gráfico	$\psi_{ar}$ (kPa)	350	600	750
	$\psi_{res}$ (kPa)	18.000	11.000	6.000

Fonte: Autora.

Notas:  $\psi_r$ : sucção residual utilizada no ajuste;  $a$  (kPa),  $m$  e  $n$ : parâmetros do modelo;  $R^2$ : coeficiente de determinação obtido para o ajuste dos dados experimentais;  $\psi_{ar}$ : valor de entrada de ar;  $\psi_{res}$ : sucção residual obtida após o ajuste (gráfico).

De modo geral, algumas conclusões acerca da influência da umidade de compactação nas curvas características dos solos em estudo podem ser tecidas a partir do exposto ao longo desse subitem. O aumento do teor de umidade de compactação resultou na perda do aspecto bimodal para curvas de formato Duplo “S” e na tendência à uniformidade em curvas unimodais, evidenciando alterações na estrutura dos materiais, que foram mais notáveis na região dos macroporos, a julgar pela convergência das SWCCs na zona dos microporos. Esse comportamento refletiu na capacidade de armazenamento de água desses solos, sendo tanto maior quanto maior a umidade de compactação. Com isso, conclui-se que a umidade de compactação, de fato, influencia na curva característica dos solos estudados, modificando o seu formato e por conseguinte o comportamento da água livre presente nos poros desses materiais.

### 4.6.3 Influência do método de compactação

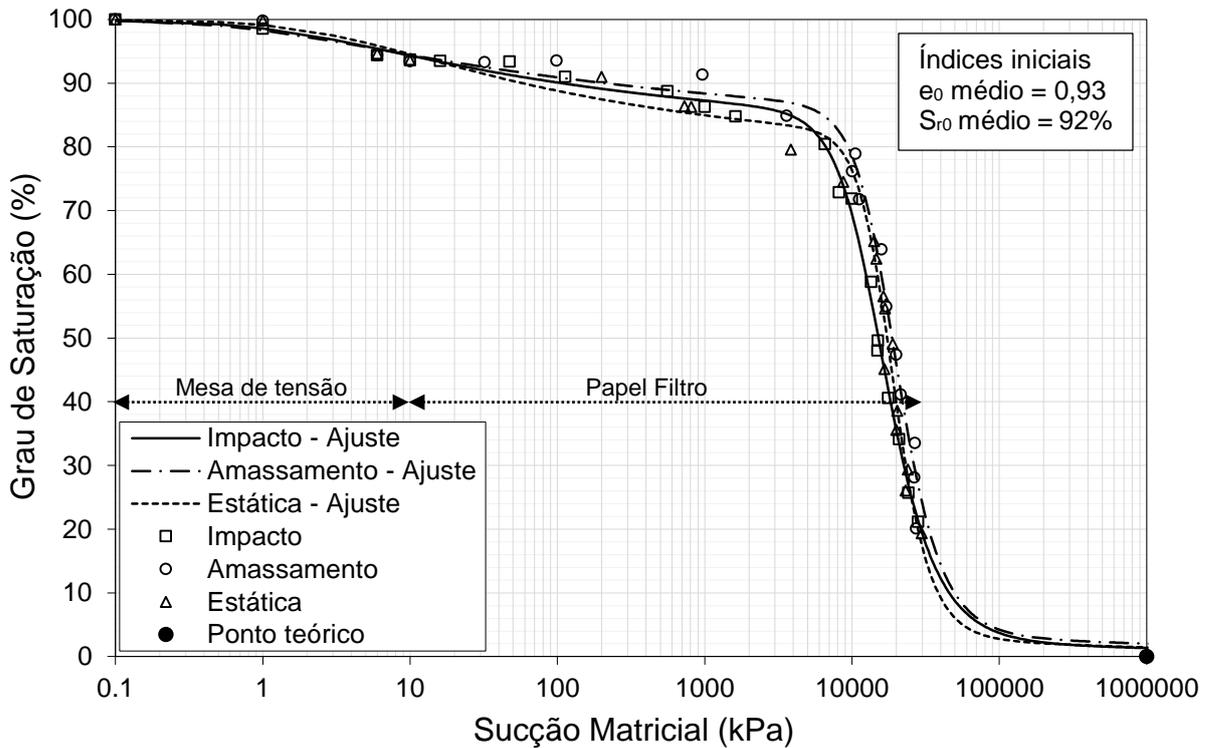
A influência do método de compactação na curva característica foi analisada somente para o solo CA compactado na energia Proctor normal. As amostras foram moldadas no teor ótimo de compactação, considerando a umidade ótima de 29,4% e a densidade seca máxima de 1,51 g/cm<sup>3</sup>, por meio dos métodos de compactação estática, dinâmica e por amassamento. Os índices físicos iniciais individuais das amostras utilizadas na determinação das SWCCs encontram-se resumidos no Apêndice B<sub>2</sub>. A Tabela 4.7 evidenciou a similaridade dos índices de vazios dessas amostras, assegurando que a estrutura formada pelos diferentes métodos de compactação, no teor ótimo de compactação da energia normal, fosse a principal variável de estudo quanto ao comportamento da SWCC.

A Figura 4.20 apresenta as curvas características do solo CA considerando os diferentes métodos de compactação. Os parâmetros fornecidos pelo ajuste matemático dessas curvas, realizado pelo modelo de Durner (1994), são apresentados na Tabela 4.11. Nessa mesma tabela podem ser visualizados ainda os valores de entrada de ar e sucção residual determinados graficamente após a modelagem.

Analisando o formato das curvas características, constata-se que, independentemente do tipo de compactação, a distribuição de poros é bimodal, com regiões de macroporos e microporos bem definidas. Quanto ao comportamento de drenagem das curvas, notam-se que os pontos iniciais de dessaturação dos vazios interagregados são muito semelhantes, apresentando valores de entrada de ar próximos de 2 kPa (1<sup>o</sup> VEA). Esses valores podem parecer baixos em um primeiro momento, mas para alguns solos brasileiros indeformados e compactados, valores de VEA nessa ordem também foram observados por Feuerharmel (2007), Vilar e Rodrigues (2011), Miguel e Bonder (2012), Otálvaro (2013) e Motta (2016). A drenagem desses macroporos ocorre de uma forma gradativa, a julgar pela suavidade das curvas nessa região, com taxas de dessaturação muito próximas (vide parâmetros de ajuste  $n_1$  na Tabela 4.11). Somente na porção final da zona de influência da macroporosidade é que verificam-se leves contrastes entre as SWCCs, que parecem estar associados às deformações cisalhantes impostas pelos diferentes métodos de compactação. Isso porque, para um dado grau de saturação, quanto maior a

deformação cisalhante produzida (amassamento > impacto > estática), maior a sucção matricial observada.

Figura 4.20 – Curvas características do solo CA moldado na energia normal considerando diferentes metodologias de compactação



Fonte: Autora.

Em relação aos poros intra-agregados, observa-se que o segundo VEA relativo à compactação por impacto encontra-se um pouco distante dos valores de entrada de ar obtidos para as demais metodologias de compactação (VEA = 7.500 kPa). Apesar disso, na zona dos microporos constata-se a convergência das curvas características, indicando que as diferentes técnicas de compactação não influenciam nessa região. Isso já era previsto, tendo em vista que nessa zona a água encontra-se adsorvida na superfície das partículas sólidas, sendo mais influenciadas pela textura e superfície específica do que pela estrutura do solo.

Com base no exposto, pode-se afirmar que as curvas características obtidas para o solo CA por meio de diferentes metodologias de compactação apresentam pequenas diferenças entre si, principalmente na região dos poros interagregados, condizentes com as análises microestruturais apresentadas no item 4.5.1. No entanto, no que se refere a capacidade de retenção desse solo, tais divergências são tão

pequenas que encontram-se dentro de uma faixa de dispersão que pode ser relacionada à variabilidade natural do material ou do próprio ensaio. Nesse caso, admite-se que há equivalência entre as curvas características obtidas pelos diferentes métodos de compactação.

Tabela 4.11 – Parâmetros de ajuste e de interesse das curvas características do solo CA obtidas para diferentes metodologias de compactação

Parâmetros		Solo CA – Energia Normal		
		Impacto	Amassamento	Estática
Software SWRC Fit Modelo de Durner (1994)	$w_1$	0,177	0,175	0,212
	$\alpha_1$	0,653	1,105	0,350
	$n_1$	1,194	1,155	1,211
	$m_1$	0,162	0,134	0,174
	$w_2$	0,823	0,825	0,788
	$\alpha_2$	7,3E-05	5,8E-05	5,8E-05
	$n_2$	2,970	3,356	3,946
	$m_2$	0,663	0,702	0,747
	$R^2$	0,997	0,990	0,988
Gráfico	$\psi_{ar1}$ (kPa)	1,2	0,9	1,8
	$\psi_{res1}$ (kPa)	80	120	140
	$\psi_{ar2}$ (kPa)	7.500	10.000	11.000
	$\psi_{res2}$ (kPa)	39.000	41.000	35.000

Fonte: Autora.

Notas:  $w_1$ ,  $\alpha_1$  ( $\text{cm}^{-1}$ ),  $n_1$ ,  $m_1$ ,  $w_2$ ,  $\alpha_2$  ( $\text{cm}^{-1}$ ),  $n_2$ ,  $m_2$ : parâmetros do modelo, em que  $m=1-(1/n)$ ;  $R^2$ : coeficiente de determinação obtido para o ajuste dos dados experimentais;  $\psi_{ar1}$  e  $\psi_{ar2}$ : primeiro e segundo valor de entrada de ar;  $\psi_{res1}$  e  $\psi_{res2}$ : primeira e segunda sucção residual.

Em seus estudos, Oliveira (2004) e Burgos (2016) observaram comportamentos muito semelhantes ao do solo CA para curvas características construídas utilizando as compactações estática e dinâmica. Oliveira (2004) concluiu que apesar da compactação dinâmica produzir maiores deformações cisalhantes, estas não foram suficientes para impactar na capacidade de armazenamento de água de um solo fino siltoso, resultando em SWCCs praticamente iguais. Ao estudar as características de retenção ao longo de um perfil geotécnico, Burgos (2016) não avaliou essa semelhança de forma efetiva, mas analisando seus resultados, pode-se afirmar que as curvas características dos horizontes altamente intemperizados

praticamente se sobrepuseram, ao contrário do horizonte de transição e do solo saprolítico que apresentaram algumas diferenças mais notáveis.

Assim, a partir dos resultados obtidos nesse estudo e com base nos trabalhos mencionados, conclui-se que, no teor de umidade ótimo, os diferentes métodos de compactação não influenciam no formato das curvas características e tampouco na capacidade de retenção de água do solo CA.

#### **4.6.4 Influência da energia de compactação**

A influência da energia de compactação na SWCC foi avaliada somente para o solo CA. Isso porque, como visto no Capítulo 2, as curvas características de solos finos são mais suscetíveis às mudanças associadas aos diferentes esforços de compactação. Para essa comparação utilizaram-se as curvas características moldadas dinamicamente, no teor ótimo de compactação das energias Proctor normal (esforço de 6 kgf.cm/cm<sup>3</sup>) e Proctor intermediário (esforço de 13 kgf.cm/cm<sup>3</sup>). Os parâmetros de compactação utilizados foram apresentados na Tabela 4.6, sendo importante ressaltar, mais uma vez, que nessa análise a única variável constante foi o tipo de material.

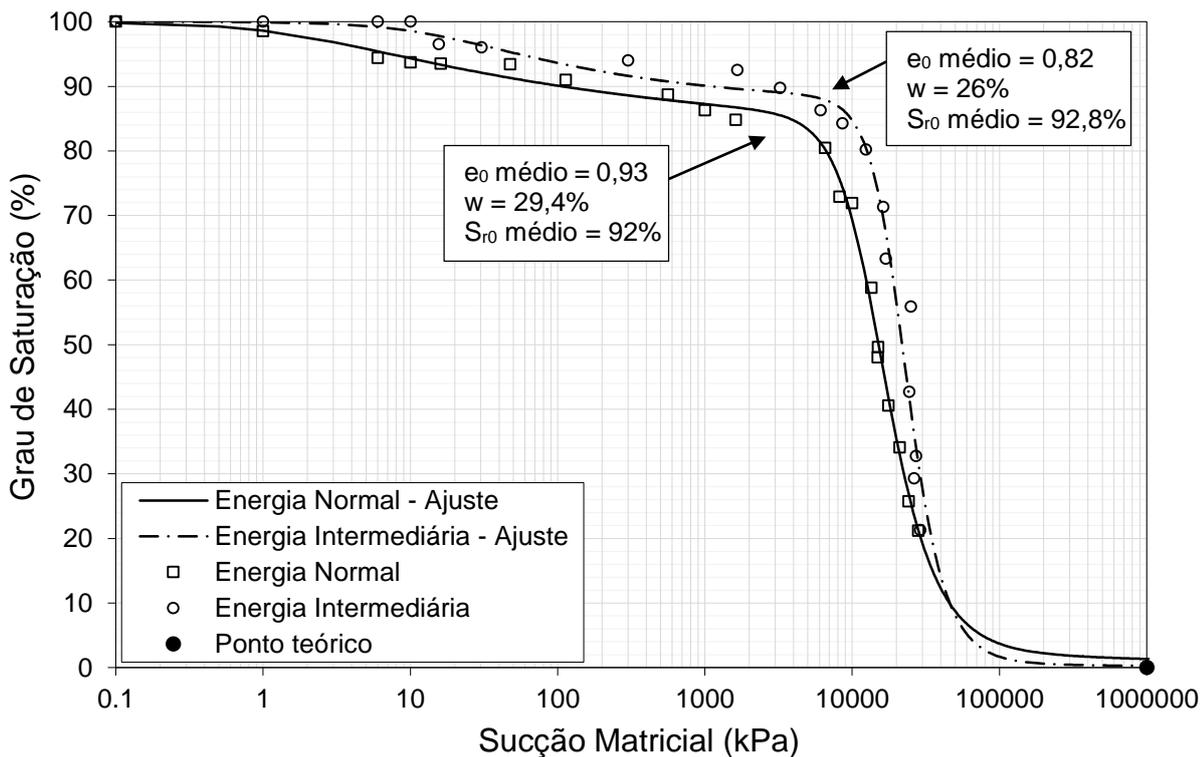
A Figura 4.21 apresenta o ajuste das curvas características do solo CA moldado nas diferentes energias de compactação. Importantes características iniciais de moldagem, como os índices de vazios iniciais e as umidades de compactação, também são apresentadas nessa figura. Nas Tabelas 4.8 e 4.11, apresentadas anteriormente, encontram-se os parâmetros de ajuste e de interesse das curvas características nas energias intermediária e normal, respectivamente.

Analisando a representação gráfica que retrata a relação entre a sucção e o grau de saturação, nota-se que o formato bimodal da curva característica se mantém mesmo com o aumento da energia de compactação. A princípio, esse comportamento contraria alguns trabalhos presentes na literatura, como os de Otálvaro (2013), Queiroz (2015) e Burgos (2016), que afirmam que com o aumento da energia de compactação a bimodalidade tende a desaparecer, vindo a se tornar unimodal, devido às alterações nos macroporos.

Os valores de entrada de ar das duas zonas de dessaturação aumentaram com o aumento do esforço de compactação, passando de 1,2 kPa para 6,0 kPa na região dos macroporos e de 7.500 kPa para 13.000 kPa na região dos microporos. Isso

reflete na capacidade de retenção do material, que para um dado grau de saturação, é tanto maior quanto maior a energia de compactação aplicada. Apesar disso, quando o processo de drenagem se inicia, este ocorre mais rapidamente na energia intermediária, cuja curva se mostra mais íngreme em ambas regiões de dessaturação, o que pode ser confirmado pelos maiores valores dos parâmetros de ajuste  $n_1$  (zona dos macroporos) e  $n_2$  (zona dos microporos). De modo geral, as diferenças observadas nas curvas características coincidem com os resultados obtidos por Tinjum et al. (1997), tanto no que tange a maior inclinação da SWCC como em relação aos maiores valores de entrada de ar para um maior esforço de compactação aplicado.

Figura 4.21 – Comparação entre as curvas características do solo CA obtidas para diferentes energias de compactação



Fonte: Autora.

O decréscimo do índice de vazios de 0,93 para 0,82, associado ao aumento do esforço de compactação, aparentemente resulta em alterações nas regiões de macro e microporos, que impactam na capacidade de retenção do solo CA. Ao que tudo indica, essa afirmação pode ser comprovada por meio das análises microestruturais

apresentadas no item 4.5.1. Nesse caso, não observa-se uma convergência imediata na zona dos poros intra-agregados, como ocorreu nas análises realizadas anteriormente. A sobreposição das curvas ocorre somente para valores de sucção acima de 40.000 kPa, próximo da zona residual, indicando que para níveis extremamente altos de sucção não há, nesse caso, influência das estruturas formadas pelos diferentes esforços de compactação.

Em termos estruturais, essa mudança na microporosidade com o aumento da energia de compactação contraria os resultados obtidos por Farias et al. (2011) e Queiroz (2015), que afirmam que os microporos de solos altamente intemperizados não são ou pouco se modificam diante dos esforços normalmente aplicados. O exemplo clássico é exposto pelos primeiros autores, cujos resultados mostram uma distribuição de poros de menores dimensões praticamente idêntica para as energias de compactação Proctor normal, intermediário e modificado.

Ao analisar mais detalhadamente os resultados, em conjunto com outros trabalhos da literatura, verifica-se que na verdade, essa variação na zona dos microporos observada para o solo CA é apenas fruto do deslocamento da curva característica com o aumento da energia de compactação, geralmente associado ao uso do grau de saturação como variável de armazenamento de água na representação das curvas características. Silva (2009b), Queiroz (2015) e Burgos (2016) observaram que, em análises relacionadas a amostras com diferentes índices de vazios, as curvas características tendem a transladar para um nível superior com a redução desse índice físico, quando representadas em termos de grau de saturação. Ao utilizarem o teor de umidade gravimétrico, os autores verificaram a sobreposição das SWCCs na região dos microporos, indicando a constância estrutural dos poros de menores dimensões. Comportamento semelhante foi verificado para o solo CA, como pode ser observado no comparativo entre as SWCCs apresentadas no Apêndice B<sub>3</sub>.

Como visto, a SWCC é uma importante ferramenta no estudo de solos não saturados, trazendo, inclusive, informações sobre a estrutura desses materiais. No entanto, durante a sua determinação pode ocorrer a retração do índice de vazios do solo, em vista da redução volumétrica comum em alguns tipos de materiais, afetando o seu traçado. À vista disso, há dificuldades em se utilizar a SWCC como um instrumento de análise microestrutural. No caso dessa pesquisa, isso pode justificar tanto a manutenção do formato bimodal da curva característica como o fato de não se observar a uniformidade instantânea na zona intra-agregados do solo em estudo.

Nessa situação seria fundamental uma análise mais detalhada da microestrutura do solo CA compactado em diferentes energias de compactação, por meio de ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio. Isso porque no MEV, ensaio adotado nessa pesquisa para a caracterização microestrutural, também podem ocorrer pequenas alterações microestruturais devido à secagem na fase de preparação das amostras, motivo pelo qual verificou-se a concordância entre as microscopias e às SWCCs obtidas.

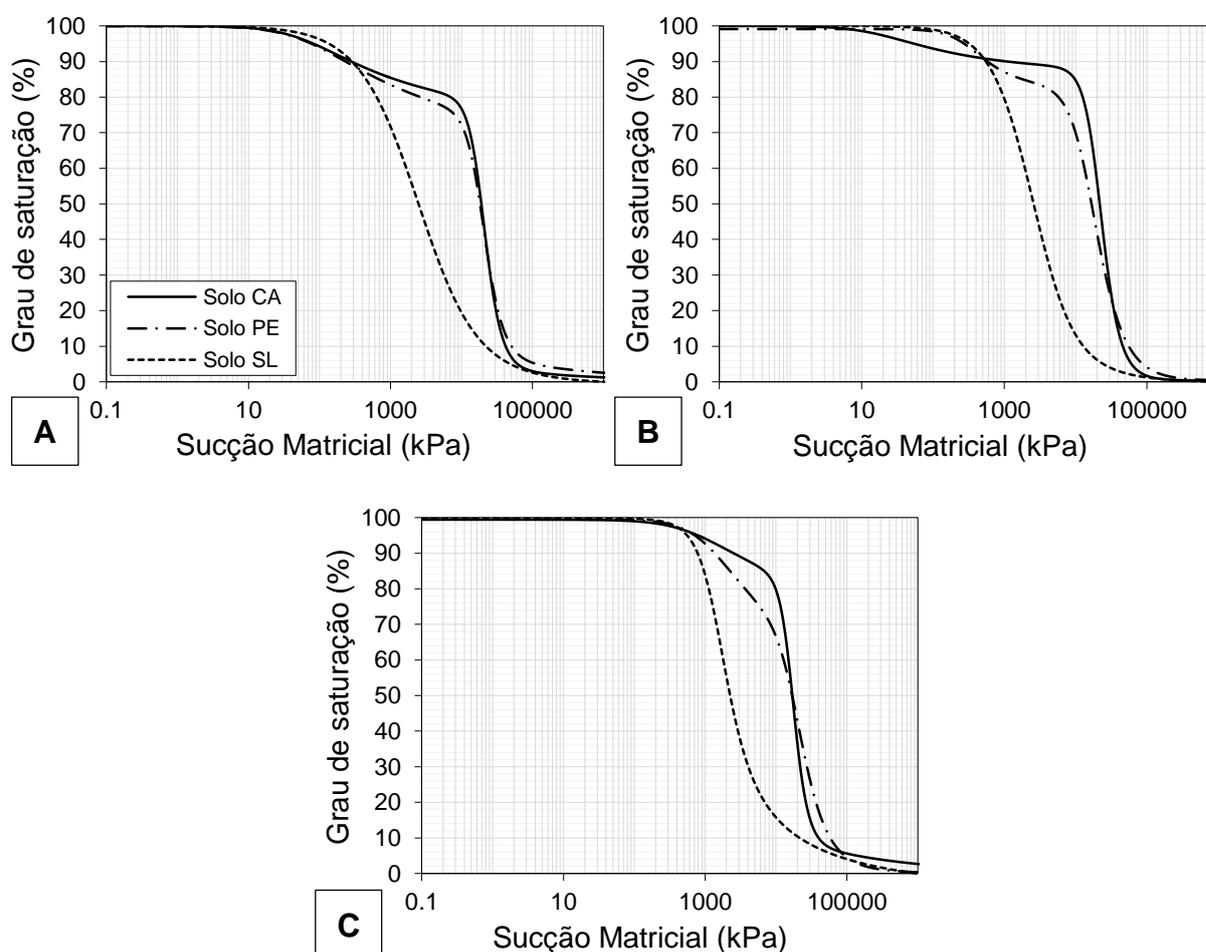
Assim, pode-se inferir que os efeitos da energia de compactação se dão efetivamente na macroporosidade, uma vez que existe uma tendência dos microporos de não serem modificados, em termos estruturais, diante dos esforços de compactação. Em relação à análise do comportamento hidromecânico do solo CA, conclui-se que com o aumento do esforço de compactação, há o aumento da capacidade de retenção de água no material, para uma ampla faixa de sucções, compatível com a redução do índice de vazios constatada.

#### **4.6.5 Influência da granulometria, mineralogia e gênese dos solos**

Com base no exposto nos subitens anteriores, considerou ser de grande valia uma análise acerca da relação entre as particularidades observadas nas curvas características e as características físicas, químicas e mineralógicas dos solos em estudo, visto constituírem fatores de grande influência no traçado da SWCC e no comportamento hidromecânico desses materiais. Na Figura 4.22 são apresentadas as curvas características obtidas para os diferentes materiais, agrupadas em função dos diferentes teores de umidade de compactação, para fins de comparação.

Analisando essas representações gráficas e tendo como base o conjunto de análises previamente apresentado, constata-se que o formato das curvas características é governado, essencialmente, pelo grau de intemperismo dos solos. O solo SL apresentou uma distribuição de poros unimodal, devido à não formação de agregações de partículas de argila, típico de solos saprolíticos. Por outro lado, os solos CA e PE apresentaram curvas de comportamento bimodal, indicando a presença de dupla porosidade atribuída à ocorrência de torrões de argila, bastante representativo de solos de natureza laterítica. Como visto, tanto as relações moleculares obtidas no ensaio de ataque sulfúrico quanto os arranjos estruturais expostos pelo MEV comprovam esses resultados.

Figura 4.22 – Comparação entre as curvas características dos solos:  $W_{ótima-2\%}$  (a);  $W_{ótima}$  (b); e  $W_{ótima+2\%} / W_{ótima+1\%}^*$  (c)



Fonte: Autora.

Nota: \* Para o solo SL.

O tipo e a textura do solo, assim como a mineralogia, também apresentaram expressivas relações com as curvas características obtidas, explicando algumas singularidades observadas. Por ser um material preponderantemente arenoso ( $\pm 56\%$ ), esperava-se que o solo SL apresentasse baixos valores de VEA e uma alta taxa de dessaturação, assim como exposto na literatura. No entanto, observaram-se expressivos valores de entrada de ar ( $> 350$  kPa) e uma drenagem gradativa, possivelmente devido ao predomínio de areia fina na fração granular desse solo. A porcentagem de silte, relativamente alta, certamente contribuiu para esse comportamento. A presença de ilita, na pequena porcentagem de argila, também pode ter impactado, principalmente no que se refere aos valores de entrada de ar.

Comparando os materiais que apresentaram distribuição de poros bimodal, verifica-se que o solo CA apresentou, no geral, menores valores de entrada de ar na

região dos macroporos do que o solo PE. Essa diferença observada na zona dos interagregados está relacionada à diferença no tamanho e distribuição dos poros de maiores dimensões, que são maiores e dessaturam mais rapidamente no primeiro material. Por outro lado, na região dos microporos o solo CA evidenciou maiores valores de entrada de ar, que nesse caso, estão relacionados à maior quantidade de argila presente nesse material (cerca de 46%), que como visto no Capítulo 2, tende a aumentar a capacidade de retenção de água do solo.

Dentro desse contexto, verifica-se que o solo PE apresenta valores de 2° VEA muito próximos aos observados para o solo CA, apesar de exibir uma porcentagem inferior de fração argila, da ordem de 35%. Esse comportamento pode estar relacionado à atividade do argilomineral illita presente na fração fina desse solo, que apresenta uma superfície específica maior do que a caulinita, argilomineral predominante no solo CA, resultando em maiores forças de adsorção e incrementando os níveis de sucção associados à dessaturação dos microporos.

De modo geral, é possível extrair algumas conclusões das análises apresentadas nessa subseção. O teor de finos, especificamente da fração argila, influenciou significativamente nos níveis de sucção mobilizados pelos solos em estudo. Quanto mais fino o material, como no caso do solo CA, maiores sucções são requeridas para a drenagem da água disponível dos poros e maior a capacidade de armazenamento de água do material. A mineralogia dos solos também apresentou papel fundamental nesse comportamento, a julgar pela ocorrência de illita nos solos PE e SL, cujas forças de adsorção elevaram as suas capacidades de retenção. O grau de intemperismo, por sua vez, influenciou no formato das curvas características, evidenciando diferenças na distribuição e tamanho dos poros desses solos e impactando na previsão do comportamento da água livre nesses materiais.

#### 4.7 INFILTRABILIDADE

Segundo Nogami e Villibor (1995), a infiltrabilidade é caracterizada pela quantidade de água que penetra (ou infiltra) através da superfície do solo, quando em contato com água livre. Essa propriedade dos solos não saturados é quantificada pelo coeficiente de sorção e condicionada por diversos fatores, dentre os quais podem-se citar a sua textura, estrutura e umidade inicial. Nessa pesquisa, ensaios de infiltrabilidade foram realizados com o intuito de avaliar a capacidade de absorção por

capilaridade dos solos em questão, visando complementar o estudo do comportamento desses materiais frente à ação da umidade pós-compactação. Para tanto, realizaram-se ensaios (em duplicata) em diferentes condições de umidade (preservando-se a densidade máxima), energia e método de compactação.

Os valores médios dos coeficientes de sorção obtidos para essas condições são apresentados na Tabela 4.12. Para auxiliar na análise dos resultados, na mesma tabela apresentam-se ainda a média dos graus de saturação das amostras ( $S_r$ ) e as suas respectivas sucções matriciais, extraídas das curvas características solo-água apresentadas anteriormente.

Tabela 4.12 – Coeficientes de sorção obtidos para os solos dessa pesquisa em diferentes condições de compactação

Solo	Condições de compactação			$S_r$ médio (%)	Sucção matricial (kPa)	Sorção ( $\text{cm}/\text{min}^{1/2}$ )		
	Energia	Método	Umidade (%)			s	Log (s)	
Solo EN	EN	Impacto			91,7	40	0,0058	-2,23
		Estática	Wótima	29,4	91,9	30	0,0061	-2,21
		Amassamento			92,1	43	0,0058	-2,24
Solo CA	EI	Impacto	Wótima-2%	24	84,8	1250	0,0114	-1,94
			Wótima	26	91,1	430	0,0075	-2,12
			Wótima+2%	28	96,5	500	0,0053	-2,28
Solo PE	EI	Impacto	Wótima-2%	14,9	81,6	1650	0,0109	-1,96
			Wótima	16,9	90,5	540	0,0037	-2,44
			Wótima+2%	18,9	96,9	487	0,0017	-2,77
Solo SL	EI	Impacto	Wótima-2%	10,9	75,4	837	0,0379	-1,42
			Wótima	12,9	89,7	567	0,0147	-1,83
			Wótima+1%	13,9	95,5	530	0,0084	-2,08

Fonte: Autora.

Analisando em um primeiro momento os resultados do solo CA moldado na energia normal, constata-se que as diferentes metodologias de compactação não apresentam influência significativa na capacidade de infiltração desse material. Isso porque os coeficientes de sorção mostraram-se muito semelhantes, da ordem de  $0,0060 \text{ cm}/\text{min}^{1/2}$ , indicando ainda um baixo potencial de absorção de água pós-compactação nessa condição. Esse comportamento de certa forma já era esperado, a julgar pelas curvas características praticamente equivalentes expostas no item 4.6.3, que sugerem além de estruturas muito próximas, sucções semelhantes.

Por outro lado, o aumento do esforço de compactação, da energia normal para a intermediária, resultou em um acréscimo da capacidade de infiltração do solo CA, que passou de 0,0058 para 0,0075 cm/min<sup>1/2</sup>, consoante com a tendência observada por Damo (2016) em sua pesquisa. Nesse caso, constata-se que o teor de umidade inicial apresenta uma maior influência na infiltrabilidade do material do que o arranjo de suas partículas. Isso porque com o acréscimo da energia de compactação, a estrutura do solo tende a se tornar mais fechada, o que poderia vir a restringir a sua capacidade de absorção. No entanto, com esse aumento, o teor de umidade inicial diminui, contribuindo para que ocorra uma maior infiltração de água no solo, conforme verificado. Não obstante, ressalta-se que esse resultado contraria os princípios da teoria da compactação, não descartando possíveis erros de execução. Ainda assim, foi possível relacionar a infiltrabilidade com a sucção matricial do solo, uma vez que com o acréscimo da energia de compactação verificou-se um aumento de 40 kPa para 430 kPa na sucção do solo, indicando haver uma relação direta entre essas variáveis.

No que tange às diferentes umidades de compactação, verifica-se que a infiltrabilidade dos materiais seguiu a tendência esperada, também constatada por Lima (2020), reduzindo com o aumento do teor de umidade inicial. Com isso, percebe-se ainda uma afinidade entre esses dados e a sucção matricial do solo: quanto maior a umidade de compactação, menor a sucção do solo e menor a sua infiltrabilidade. A única exceção nesse caso, diz respeito ao teor ótimo do solo CA na energia intermediária, cuja sucção mostrou-se inferior às demais. Isso possivelmente ocorreu devido ao patamar característico dessa SWCC, onde qualquer pequena variação no grau de saturação ocasiona valores de sucção bastante distintos.

Assim, os maiores coeficientes de sorção observados correspondem às condições de compactação abaixo da umidade ótima, que de modo geral, caracterizam uma capacidade de infiltração intermediária. Esse comportamento pode ser justificado pelo efeito conjunto do teor de umidade inicial e das estruturas geradas por ocasião de compactação (teoria da compactação) e, logo, pela sucção matricial estabelecida. Como visto, abaixo da umidade ótima há a formação de uma estrutura menos densa, que associada a baixos teores de umidade iniciais (maiores níveis de sucção) favorecem a absorção de água pelo solo nessa condição. Em contrapartida, acima da umidade ótima, a estrutura se torna mais homogênea e há a oclusão da fase ar (menores sucções), resultando em um baixo potencial de absorção de água pós-compactação, como verificado para os três solos dessa pesquisa.

Ao realizar uma análise comparativa entre os solos estudados, constata-se ainda uma clara relação entre a infiltrabilidade e a granulometria dos materiais, sendo os solos mais argilosos (CA e PE) àqueles que resultaram em menores coeficientes de sorção. Ao correlacionar esses resultados com as classificações MCT dos materiais, verifica-se uma certa concordância com o esperado por Villibor e Nogami (2009): baixas infiltrabilidades para os solos CA e PE, cujas classificações são, respectivamente, LG' e NG', sendo este último transicional (TG') pela classificação MCT-M; e média infiltrabilidade para o solo SL, enquadrado no grupo NS'. Há de se mencionar ainda que apesar da baixa velocidade de infiltração, a altura de ascensão capilar é maior em solos de textura fina (solos CA e PE), o que também deve ser considerado na escolha de solos para subleitos rodoviários. Além disso, o ensaio de infiltrabilidade é pouco preciso, como reforçado por Nogami e Villibor (1995), devendo-se interpretar os resultados obtidos com uma certa ponderação.

A partir dos resultados observados, pode-se concluir que o potencial de absorção de água dos solos após a compactação é mais influenciado pela umidade e energia de compactação, do que pelos métodos de moldagem utilizados, além de encontrar-se diretamente relacionado à sucção dos solos nessas condições. Por isso, recomenda-se uma certa cautela acerca da compactação abaixo da umidade ótima, ainda que permitida pelos órgãos fiscalizadores, devido à sua maior capacidade de infiltração e às possíveis alterações de comportamento e desempenho em campo atreladas a essa predisposição ao umedecimento. Os efeitos desse umedecimento na expansão e na deformabilidade dos solos dessa pesquisa serão abordados adiante.

Vale ressaltar ainda que, segundo Villibor e Nogami (2009), em solos tropicais, principalmente os lateríticos, a penetração de água dada pela infiltrabilidade pode se afastar bastante dos resultados obtidos em laboratório, devido à interferência de trincas e fissuras que se desenvolvem, geralmente pelo uso de técnica construtiva não convencional, ou após vários anos de serviço. Essa afirmação reforça a necessidade de uma ampla investigação acerca da capacidade de absorção dos solos empregados na pavimentação, considerando além da variação da umidade de compactação, avaliada nessa tese, a faixa de umidade de equilíbrio dos materiais em campo.

#### 4.8 MINI-CBR, EXPANSÃO E EXPANSIBILIDADE LNEC

O aumento de volume dos solos devido ao acréscimo de umidade (expansão) é considerado um fenômeno bastante relevante no âmbito da pavimentação e por

esse motivo foi avaliado por meio de dois métodos de identificação distintos. A média dos resultados dos ensaios de mini-CBR, expansão e expansibilidade LNEC encontram-se resumidos na Tabela 4.13.

O ensaio de expansibilidade LNEC, como visto, foi realizado em amostras da fração fina dos solos submetidas à secagem prévia e posteriormente compactadas em duas camadas com o auxílio de um mini soquete. Segundo Santos et al. (2016), para essa medida de expansão, o Laboratório de Engenharia Civil de Cabo Verde considera solos expansivos aqueles que apresentam taxas de expansão superiores a 8%. Como é possível observar nos resultados apresentados, somente o solo PE enquadra-se nessa condição, com expansão da ordem de 13,4%. O solo SL apresentou expansão de 7% e o solo CA de 5,5%, sendo caracterizados como medianamente expansivos. Para o solo SL (NS') esperava-se uma expansão mais expressiva, principalmente em função da significativa quantidade de silte em sua composição granulométrica. Por esse motivo, optou-se por complementar essa característica dos solos a partir dos ensaios de mini-CBR e expansão.

Tabela 4.13 – Resultados dos ensaios de mini-CBR, expansão e expansibilidade LNEC

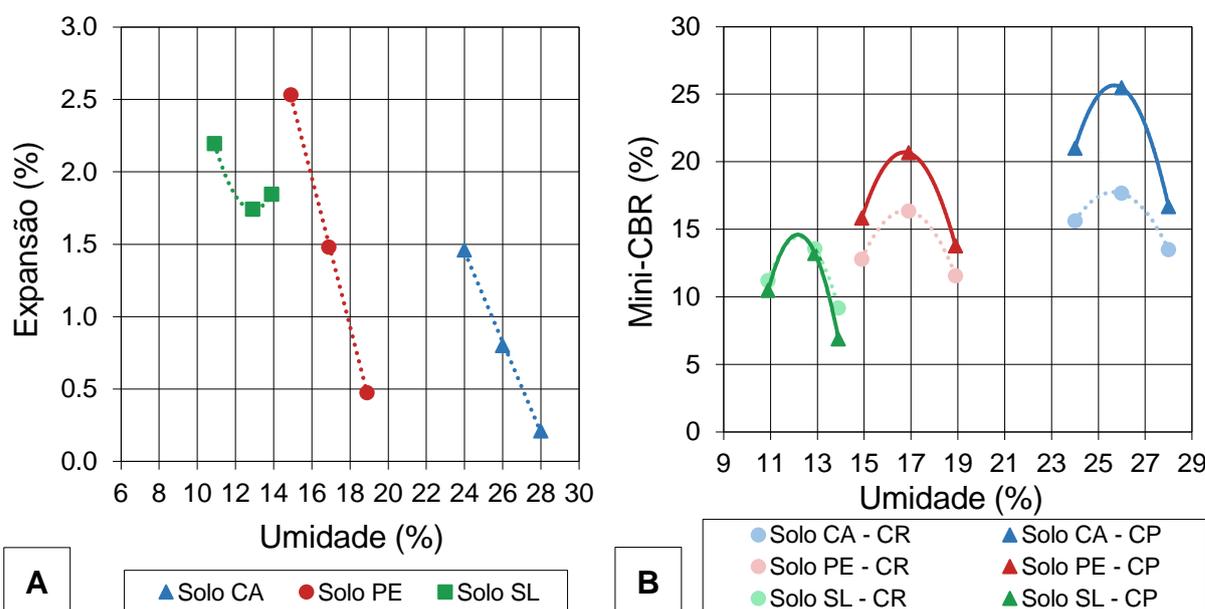
Ensaio	Umidade de compactação	Solo CA	Solo PE	Solo SL
Mini-CBR (%) Método das Correlações / Método das Cargas Padrão	Wótima-2%	15,6 / 21,0	12,8 / 15,8	11,2 / 10,5
	Wótima	17,7 / 25,5	16,4 / 20,7	13,6 / 13,2
	Wótima+1%	-	-	9,2 / 6,9
	Wótima+2%	13,5 / 16,7	11,6 / 13,8	-
Expansão (%)	Wótima-2%	1,5	2,5	2,2
	Wótima	0,8	1,5	1,7
	Wótima+1%	-	-	1,8
	Wótima+2%	0,2	0,5	-
Expansibilidade LNEC (%)	-	5,5	13,4	7,0

Fonte: Autora.

Diferentemente da expansibilidade LNEC, a expansão obtida em conjunto com o ensaio de mini-CBR é baseada no comportamento de corpos de prova compactados nas condições de umidade de campo. Assim, realizaram-se ensaios em diferentes teores de umidade de compactação, considerando a densidade aparente seca máxima obtida para a energia intermediária (vide Tabela 4.6). A Figura 4.23a apresenta o comportamento à expansão dos materiais nessas condições.

Constata-se que com o aumento da umidade de compactação, a expansão dos solos reduz, com exceção do solo SL, para o qual verifica-se um leve aumento desse fenômeno acima da umidade ótima. De modo geral, essa tendência encontra-se diretamente relacionada às estruturas formadas pelos diferentes teores de umidade iniciais. Abaixo da umidade ótima verificam-se estruturas aparentemente menos densas, com maior volume de vazios preenchidos por ar, que favorecem a ocorrência da expansão entre os minerais. Com o aumento do teor de umidade, as estruturas se tornam mais homogêneas e, por conseguinte, as expansões são inferiores. De certa forma também pode-se correlacionar esses resultados com a sucção do solo. Isso porque, como visto nas análises acerca da infiltrabilidade, com o aumento da umidade de compactação, a sucção do solo reduz, resultando, nesse caso, em uma menor expansão do material, semelhante ao observado em Burgos e Fontes (2004).

Figura 4.23 – Relação entre a variação de umidade e os resultados dos ensaios de mini-CBR e expansão



Fonte: Autora.

Notas: CR: método das correlações; CP: método das cargas padrão.

Analisando os índices de expansibilidade obtidos para a condição de umidade abaixo da ótima, verificam-se maiores valores para o solo PE, seguido do solo SL e do solo CA, nessa ordem. Esses resultados seguem a mesma tendência observada para o ensaio de expansibilidade LNEC, comprovando que para um baixo teor de umidade, o solo PE é bastante suscetível ao aumento de volume na presença de água.

Na umidade ótima, a expansão observada para o solo SL se sobrepõe à dos demais solos. Acima desse teor, como visto, a expansão desse material apresentou um leve acréscimo, ao passo que os demais reduziram drasticamente seu potencial expansivo.

Relacionando as expansões obtidas com as classificações MCT de cada material, constata-se que somente o solo PE apresentou valores coerentes com seu grupo NG': expansão média a alta, com valores entre 0,5% e 3%, ou ainda superiores a 3%. O solo CA, classificado como LG', ultrapassou o limite de 0,5% estabelecido para baixas expansões, atingindo valores de até 1,5%. Para o solo SL, de comportamento não laterítico siltoso (NS'), as altas expansões esperadas, acima de 3%, não ocorreram. Esse comportamento pode estar associado ao fato de que apesar de ter uma alta porcentagem de silte, a mineralogia observada em sua fração fina é livre de argilominerais altamente expansíveis. Por outro lado, a presença de illita, considerado um mineral secundário parcialmente expansível, justifica a média expansibilidade observada tanto para esse material quanto para o solo PE. Cabe ressaltar ainda que os valores de referência da metodologia MCT estão relacionados ao teor ótimo da energia normal e que essas pequenas divergências também podem ser atribuídas a essa projeção de comportamento para amostras compactadas na energia intermediária.

A Figura 4.23b ilustra a capacidade de suporte dos solos em relação à variação de umidade de compactação. Observando essa figura e analisando os resultados apresentados na Tabela 4.13, verifica-se que para os solos lateríticos (CA e PE), o método das cargas padrão resultou em valores de mini-CBR superiores àqueles calculados pelo método das correlações. Essa diferença foi tanto maior quanto maior a porcentagem de argila no solo, destacando-se os contrastes de capacidade de suporte do solo CA. Ainda assim, ambos valores foram coerentes com o exposto pela literatura para solos classificados no mesmo grupo da classificação MCT.

Os solos CA e PE apresentaram alta capacidade suporte em todas as condições de compactação, acima de 12%. Apesar de solos do grupo NG' apresentarem alta perda de suporte por imersão, o solo PE possivelmente não evidenciou esse comportamento pois encontra-se na faixa de solos transicionais (TG'), apresentando características mais próximas ao grupo LG', nesse caso. O solo SL, por sua vez, apresentou valores de mini-CBR entre 4% e 14%, dentro do esperado para a classificação NS', cuja capacidade de suporte é geralmente mediana a alta, com alta perda de suporte por imersão.

Em relação à umidade de compactação, verifica-se o comportamento clássico da curva de CBR, em que o maior valor de mini-CBR é observado para o teor de umidade ótimo. Tal comportamento se manteve mesmo com a manutenção da massa específica seca máxima e do índice de vazios, o que evidencia os efeitos negativos da umidade na capacidade de suporte dos solos dessa pesquisa. Para as amostras compactadas abaixo da umidade ótima, esses efeitos estão associados ao umedecimento pós-compactação (imersão), ao passo que acima da ótima, se referem à própria estrutura resultante do processo de moldagem.

Em suma, ao considerar os requisitos necessários aos solos empregados em subleitos rodoviários ( $\text{CBR} \geq 2\%$  e  $\text{expansão} \leq 2\%$ ), expostos no Manual de Pavimentação do DNIT (DNIT, 2006), constata-se que em relação à capacidade de suporte, apesar dos efeitos da umidade de compactação, todos os materiais aparentemente atendem ao critério de aceitação estabelecido, visto terem apresentado valores de mini-CBR superiores ao requerido pelo ensaio de CBR tradicional. Não é possível afirmar o mesmo para a expansão dos solos. Nesse caso, deve-se atentar para o teor de umidade dos solos PE e SL, que se compactados abaixo da ótima e posteriormente submetidos à ação da umidade tenderão a expandir demasiadamente, acima do limite permitido, podendo causar danos ao pavimento.

#### 4.9 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O módulo de resiliência é considerado um dos parâmetros mais importantes no dimensionamento de pavimentos flexíveis, pois representa a capacidade do material de resistir às deformações elásticas decorrentes das cargas dinâmicas oriundas do tráfego. Nessa pesquisa, o MR foi determinado pela norma DNIT ME 134/2018, considerando a sequência de tensões reduzida para solos de subleito, tendo em vista o enfoque dessa pesquisa ser voltado aos materiais empregados na camada final de terraplanagem (CFT), onde atuam as tensões remanescentes que atingem a fundação do pavimento. Para tanto, foram realizados ensaios em todos os solos em estudo, considerando diferentes condições de compactação e pós-compactação, conforme exposto na metodologia desse trabalho.

No Apêndice C<sub>1</sub> são apresentados os índices físicos dos corpos de prova utilizados na determinação do MR, destacando-se o grau de compactação de cada amostra, a sua umidade de compactação e de ensaio, os valores de grau de saturação

iniciais e finais e as variações de umidade e grau de saturação para as amostras submetidas às trajetórias pós-compactação. Vale ressaltar que para cada uma das condições analisadas realizaram-se ensaios em triplicata.

Algumas particularidades observadas antes, durante e após os ensaios e que impactaram nos resultados a serem discutidos nessa seção merecem destaque. O solo CA compactado acima da ótima e posteriormente submetido ao umedecimento de 2% não conseguiu atingir a massa previamente calculada, provavelmente por atingir a saturação em um teor de umidade inferior, haja vista seu alto grau de saturação inicial. Os corpos de prova foram deixados por um longo período em umedecimento e a constância de massa foi observada para uma média de 0,8% acima do teor de umidade ótimo. A saturação é outro ponto que merece ser discutido. Para os corpos de prova que atingiram um grau de saturação de 100%, por não se ter total certeza de que todos os poros se encontravam completamente preenchidos de água, considerando a metodologia de umedecimento utilizada, acreditou ser mais correto utilizar o termo saturação teórica nas análises posteriores. Cabe recordar ainda a especificidade quanto ao teor de umidade de compactação acima da ótima adotada para o solo SL. Para esse material, devido ao formato da sua curva de compactação, foi necessária a redefinição desse teor, sendo adotado, nesse caso,  $W_{ótima+1\%}$ . Não obstante, optou-se por apresentar os resultados dos dois ensaios testes realizados para os corpos de prova compactados 2% acima da umidade ótima, mesmo não tendo sido atingido o GC mínimo de 98%, apenas para fins de comparação.

A apresentação e análise dos resultados é apresentada na sequência. Em função da quantidade expressiva de análises realizadas acerca do módulo de resiliência, estas foram divididas em subitem. Cada subitem relaciona os módulos de resiliência obtidos com uma das variáveis de estudo, abordados nessa disposição: estado de tensões; método de compactação; energia de compactação; umidade e sucção; e granulometria, plasticidade e gênese dos solos.

#### **4.9.1 Influência do estado de tensões**

O estado de tensões constitui um dos fatores que mais influenciam na rigidez de solos e materiais granulares. Nesse sentido, a análise do seu impacto no módulo de resiliência é fundamental. Nessa subseção, apresenta-se inicialmente o desempenho dos principais modelos de previsão que relacionam o MR com os

estados de tensões atuantes no solo. Na sequência, os parâmetros do modelo composto são analisados e discutidos, enfatizando os efeitos das tensões desvio e confinante nas condições de compactação analisadas. Por fim, destacam-se as vantagens e desvantagens do uso do módulo de resiliência não linear e os recursos adotados para facilitar as análises subsequentes.

#### *4.9.1.1 Desempenho dos principais modelos de previsão que relacionam o módulo de resiliência com o estado de tensões*

Ao longo do item 2.3 foram apresentados os inúmeros fatores que podem influenciar no comportamento resiliente dos solos utilizados na pavimentação. Como visto, os modelos de previsão foram criados com o intuito de estimar os valores de módulo de resiliência a partir dessas variáveis de influência. Nessa tese, os módulos de resiliência foram inicialmente modelados pelas principais equações matemáticas que retratam os estados de tensões atuantes no solo. Essas expressões encontram-se sintetizadas na Tabela 2.5 e dependem da tensão confinante, da tensão desvio, do primeiro invariante de tensões, da influência conjunta da tensão confinante e da tensão desvio – modelo composto e da combinação entre o primeiro invariante de tensões e a tensão de cisalhamento octaédrica – modelo universal da AASHTO.

O desempenho desses modelos na representação do comportamento resiliente dos solos foi avaliado por meio do coeficiente de determinação  $R^2$ . A modelagem matemática foi realizada para cada amostra individual e posteriormente para o conjunto de três ensaios representativos de uma mesma condição. Para os modelos com uma única variável independente (tensão confinante, tensão desvio e invariante de tensões) essa modelagem foi realizada no Excel. Os modelos com duas variáveis independentes (composto e universal), por sua vez, foram modelados com o auxílio do *software* *Statística 10.0*. É importante ressaltar que em ambos casos, as variáveis dependentes e independentes foram inseridas em MPa, sendo os parâmetros  $k_1$  de cada modelo função dessa unidade.

A Tabela 4.14 apresenta os coeficientes de determinação ( $R^2$ ) obtidos para os cinco modelos analisados, considerando o conjunto de três amostras ensaiadas por condição de compactação (energia, método e umidade de compactação e pós-compactação).

Tabela 4.14 – Coeficientes de determinação ( $R^2$ ) dos modelos de previsão avaliados

Condições de compactação			Modelos de previsão								
			( $k-\sigma_3$ )	( $k-\sigma_d$ )	( $k-\theta$ )	( $k-\sigma_3-\sigma_d$ )	( $k-\theta-\tau_{oct}$ )				
Energia	Método	Umidade*	$R^2$	$R^2$	$R^2$	$R^2$	$R^2$				
Solo CA	Normal	Impacto	0,36	0,89	0,68	0,87	0,95				
		Estática	0,31	0,83	0,61	0,81	0,93				
	Intermediária	Impacto	Estática	0,00	0,36	0,10	0,71	0,90			
			Amass.	0,00	0,29	0,05	0,72	0,83			
		Impacto	Amass.	0,13	0,03	0,02	0,48	0,68			
			$W_{ótima}-2\%$	0,69	0,15	0,47	0,77	0,74			
			$W_{ótima}+2\%$	0,08	0,62	0,31	0,77	0,95			
			$W_{ótima}-4\%$	0,82	0,48	0,77	0,83	0,81			
			$W_{ótima}-2\%$	0,69	0,18	0,49	0,72	0,71			
			$W_{ótima}+2\%$	0,15	0,78	0,44	0,89	0,92			
			$W_{ótima}-2\% -4\%$	0,91	0,69	0,95	0,96	0,95			
			$W_{ótima}-2\% -2\%$	0,86	0,65	0,89	0,91	0,90			
			$W_{ótima}-2\% +2\%$	0,17	0,78	0,46	0,86	0,88			
			$W_{ótima}+2\% -4\%$	0,95	0,40	0,79	0,95	0,91			
			$W_{ótima}+2\% -2\%$	0,86	0,25	0,63	0,91	0,83			
			$W_{ótima}+2\% +0,8\%$	0,28	0,85	0,59	0,85	0,88			
			Solo PE	Impacto	Estática	0,00	0,45	0,14	0,78	0,86	
					Amass.	0,03	0,22	0,02	0,74	0,91	
Amass.	0,06	0,05			0,00	0,43	0,51				
Intermediária	Impacto	$W_{ótima}-2\%$		0,89	0,43	0,77	0,89	0,91			
		$W_{ótima}+2\%$		0,23	0,84	0,54	0,89	0,97			
		$W_{ótima}-4\%$		0,83	0,55	0,82	0,88	0,88			
		$W_{ótima}-2\%$		0,90	0,50	0,85	0,92	0,90			
		$W_{ótima}+2\%$		0,10	0,76	0,37	0,94	0,84			
	Impacto	$W_{ótima}-2\% -4\%$		0,89	0,57	0,86	0,91	0,89			
		$W_{ótima}-2\% -2\%$		0,87	0,73	0,94	0,96	0,96			
		$W_{ótima}-2\% +2\%$		0,23	0,87	0,55	0,94	0,89			
		$W_{ótima}+2\% -4\%$		0,85	0,55	0,82	0,87	0,88			
		$W_{ótima}+2\% -2\%$		0,92	0,38	0,76	0,93	0,90			
		$W_{ótima}+2\% +2\%$		0,13	0,62	0,36	0,74	0,57			
		Solo SL		Impacto	Estática	0,02	0,26	0,03	0,71	0,29	
					Estática	0,02	0,26	0,03	0,73	0,37	
				Intermediária	Impacto	$W_{ótima}-2\%$	0,04	0,61	0,24	0,86	0,55
						$W_{ótima}+1\%$	0,77	0,20	0,55	0,84	0,75
$W_{ótima}+2\%$	0,73		0,25			0,56	0,80	0,74			
$W_{ótima}-4\%$	0,44		0,00			0,14	0,89	0,87			
$W_{ótima}-2\%$	0,12		0,14			0,00	0,86	0,71			
$W_{ótima}+2\%$	0,43		0,01			0,19	0,69	0,38			
$W_{ótima}-2\% -4\%$	0,36		0,00			0,12	0,78	0,60			
$W_{ótima}-2\% -2\%$	0,00		0,35			0,07	0,74	0,43			
$W_{ótima}-2\% +2\%$	0,12		0,06			0,01	0,62	0,22			
$W_{ótima}+1\% -4\%$	0,55		0,03			0,28	0,79	0,56			
$W_{ótima}+1\% -2\%$	0,62	0,05	0,33	0,84	0,65						
$W_{ótima}+1\% +2\%$	0,88	0,44	0,78	0,89	0,85						

Fonte: Autora.

Nota: \* Umidade de ensaio:  $W_{compactação} \pm$  trajetórias (pós-compactação).

Analisando essa tabela, observa-se que os modelos que levam em consideração a tensão confinante ( $k-\sigma_3$ ), a tensão desvio ( $k-\sigma_d$ ) e a o invariante de tensões ( $k-\theta$ ) não apresentam um bom desempenho quando comparado aos demais modelos, conduzindo a valores de  $R^2$  inferiores. Em alguns casos específicos, nota-se que os coeficientes de determinação de tais modelos se aproximam daqueles obtidos para os modelos com mais de uma variável independente, mas não o suficiente para representar uma melhor regressão. Observa-se que geralmente nesses casos, há variação das umidades de compactação e pós-compactação. Esse comportamento sugere a existência de uma forte relação entre as variações de umidade e a influência do estado de tensões no módulo de resiliência. Maiores detalhes serão discutidos na subseção seguinte.

De modo geral, pode-se constatar que os modelos composto ( $k-\sigma_3-\sigma_d$ ) e universal da AASHTO ( $k-\theta-\tau_{oct}$ ) apresentaram as melhores regressões para todas as condições analisadas. Com base nessa conclusão e em face da utilização do primeiro deles no novo método de dimensionamento de pavimentos flexíveis brasileiro – MeDiNa, as análises que seguem serão realizadas com base no modelo composto. Entretanto, vale destacar que o modelo universal da AASHTO apresentou uma boa modelagem para o solo CA, na maior parte dos casos, inclusive, sendo superior ao modelo composto. Comportamento semelhante foi observado para o solo PE, evidenciando que para os solos dessa pesquisa o modelo universal mostrou-se mais adequado aos materiais mais argilosos. Os resultados completos da modelagem matemática do MR, incluindo os parâmetros de regressão obtidos para todos os modelos analisados, encontram-se sintetizados no Apêndice C2.

#### *4.9.1.2 Análise dos parâmetros de regressão do modelo composto e os efeitos do estado de tensões no módulo de resiliência*

Takeda (2006) sintetiza as principais relações obtidas a partir das constantes do modelo composto. Segundo o autor, quando se analisam comparativamente os valores de  $k_2$  e  $k_3$  desse modelo, expoentes, respectivamente, das tensões confinante e desvio, é possível associar ao valor mais elevado de um deles, a maior influência no módulo resiliência da tensão que lhe é relacionada, visto que as variações destas tensões durante os ensaios são de mesma ordem. Por outro lado, expoentes positivos

ou negativos indicam que variações positivas da tensão contribuem, respectivamente, para o aumento ou diminuição do módulo de resiliência.

As Tabelas 4.15 e 4.16 apresentam os parâmetros de regressão do modelo composto obtidos para os solos CA e PE, respectivamente. Os resultados expostos correspondem a todas as condições de compactação simuladas, considerando os dados dos ensaios em triplicata. Para auxiliar na análise da influência do estado de tensões no módulo de resiliência, os gráficos tridimensionais obtidos durante a modelagem são apresentados no Apêndice C<sub>3</sub>.

Analisando as constantes de regressão obtidas para as diferentes energias de compactação impostas no solo CA, pode-se constatar que o aumento do esforço de compactação, da energia normal para a energia intermediária, resulta no acréscimo do parâmetro  $k_1$  e no decréscimo do parâmetro  $k_3$ , além de tornar o parâmetro  $k_2$  estatisticamente significativo. Em outras palavras, na energia normal, o módulo de resiliência é basicamente influenciado pela tensão desvio (maiores valores de  $k_3$ ), aumentando com a sua redução, e portanto apresentando comportamento típico de solos coesivos. Na energia intermediária, a tensão confinante também passa a atuar de forma relevante, estabelecendo uma relação direta com o MR, devido ao sinal positivo do parâmetro  $k_2$ , indicando que, nesse caso, com o aumento da tensão confinante, há o aumento do módulo de resiliência.

No que tange aos diferentes métodos de compactação, de modo geral, verifica-se que os parâmetros de regressão, obtidos para ambos materiais, apresentam pequenas diferenças entre si, mas ainda assim seguem uma mesma tendência quanto aos efeitos no módulo de resiliência: quanto maior a tensão confinante (valores de  $k_2$  positivos) e menor a tensão desvio (valores de  $k_3$  negativos), maior o MR. As maiores divergências são observadas para as constantes obtidas pela compactação por amassamento, indicando, a princípio, uma diferença de comportamento resiliente imposta pela técnica de compactação. Uma discussão mais detalhada sobre o assunto será apresentada adiante.

Outro aspecto que merece ser mencionado diz respeito aos baixos valores de  $R^2$  obtidos para esse método de compactação, inferiores a 0,50, para ambos materiais. Essa baixa regressão pode ser explicada pela dispersão observada entre o conjunto de resultados (triplicata), já que individualmente os valores de  $R^2$  foram considerados aceitáveis, evidenciando, nesse caso, que as diferentes amostras podem não ser representativas de uma mesma condição. Acredita-se que esse

comportamento possa estar associado aos problemas na moldagem e extração das amostras moldadas no compactador giratório Superpave, relatados no item 3.5.2.1.

Tabela 4.15 – Parâmetros de regressão do modelo composto obtidos para o solo CA

		Condições de compactação		Modelo Composto						
Energia / Método		Umidade de ensaio (%) <sup>1</sup>		k <sub>1</sub> (MPa)	k <sub>2</sub>	k <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>			
EN	Impacto	Wótima	29,4	63,49	<u>0,069</u>	-0,373	0,87			
	Estática			81,07	<u>0,086</u>	-0,303	0,81			
Energia Intermediária	Impacto	Wótima	26	355,82	0,164	-0,155	0,71			
	Estática			363,43	0,146	-0,119	0,72			
	Amassam.			394,84	0,234	-0,141	0,48			
				Wótima-2%	24	601,86	0,174	-0,043	0,77	
				Wótima+2%	28	151,84	0,234	-0,295	0,77	
				Wótima -4%	26 → 22	1203,10	0,233	<u>0,025</u>	0,83	
				Wótima -2%	26 → 24	829,51	0,218	-0,048	0,72	
				Wótima +2%	26 → 28	90,29	0,181	-0,301	0,89	
				Impacto	Wótima-2% -4%	24 → 20	1716,00	0,243	0,084	0,96
					Wótima-2% -2%	24 → 22	1796,52	0,302	0,106	0,91
					Wótima-2% +2%	24 → 26	92,35	0,144	-0,266	0,86
					Wótima+2% -4%	28 → 24	611,27	0,214	<u>-0,014</u>	0,95
					Wótima+2% -2%	28 → 26	524,97	0,250	-0,045	0,91
					Wótima+2% +0,8%	28 → 28,8	54,96	0,141	-0,420	0,85

Fonte: Autora.

Notas: <sup>1</sup> Umidade de ensaio:  $w_{compactação} \pm$  trajetórias (umidade pós-compactação); EN: Energia normal; Parâmetros do modelo sublinhados indicam variáveis que não são estatisticamente significantes, considerando um nível de significância de 5%.

Em relação às umidades de compactação e pós-compactação também observaram-se algumas tendências. O parâmetro  $k_1$  aumenta com a redução do teor de umidade e diminui com o seu acréscimo, tanto para variações durante a compactação como pós-compactação. Para teores de umidade abaixo da ótima (compactação e secagem), os valores de MR são mais influenciados pela tensão confinante, apresentando, portanto, um comportamento típico de solos arenosos. Isso pode ser confirmado pelos baixos valores de  $k_3$ , que indicam que a tensão desvio tem uma influência pouco significativa na variação da rigidez de ambos materiais nessas condições. Em alguns casos inclusive, esse parâmetro não é considerado estatisticamente significativo. Nota-se ainda que em quase todos os casos onde há

secagem, principalmente para o solo PE, o parâmetro  $k_3$  é positivo, o que sugere um aumento do MR com o aumento da tensão desvio. Esse comportamento é considerado atípico para solos argilosos, sendo comumente observados em solos granulares, o que confirma o pressuposto anterior.

Para teores de umidade acima da ótima, observa-se um padrão de comportamento oposto. Nesse caso, os valores de módulo resiliente são mais influenciados pela tensão desvio (maiores valores de  $k_3$ ), diminuindo com o acréscimo dessa tensão, cujo comportamento é característico de solos argilosos.

Tabela 4.16 – Parâmetros de regressão do modelo composto obtidos para o solo PE

Condições de compactação		Modelo Composto					
Energia / Método	Umidade de ensaio (%) <sup>1</sup>	$k_1$ (MPa)	$k_2$	$k_3$	$R^2$		
Intermediária	Impacto		403,47	0,157	-0,161	0,78	
	Estática	Wótima	16,9	464,99	0,193	-0,152	0,74
				386,99	0,350	-0,230	0,43
	Amassam.	Wótima-2%	14,9	1790,21	0,394	<u>-0,018</u>	0,89
		Wótima+2%	18,9	109,95	0,235	-0,460	0,89
	Impacto	Wótima -4%	16,9 → 12,9	2881,32	0,415	0,071	0,88
		Wótima -2%	16,9 → 14,9	1898,79	0,350	0,043	0,92
		Wótima +2%	16,9 → 18,9	80,18	0,293	-0,427	0,94
		Wótima-2% -4%	14,9 → 10,9	1899,45	0,220	0,038	0,91
		Wótima-2% -2%	14,9 → 12,9	3169,38	0,369	0,156	0,96
		Wótima-2% +2%	14,9 → 16,9	107,06	0,125	-0,289	0,94
		Wótima+2% -4%	18,9 → 14,9	1181,50	0,273	<u>0,037</u>	0,87
		Wótima+2% -2%	18,9 → 16,9	791,82	0,279	<u>-0,023</u>	0,93
		Wótima+2% +2%	18,9 → 20,9	39,34	0,184	-0,466	0,74

Fonte: Autora.

Notas: <sup>1</sup> Umidade de ensaio:  $W_{compactação} \pm$  trajetórias (umidade pós-compactação); Parâmetros do modelo sublinhados indicam variáveis que não são estatisticamente significantes, considerando um nível de significância de 5%.

Os parâmetros de regressão do modelo composto obtidos para o solo SL são apresentados na Tabela 4.17. Para esse material, observa-se, quase que de forma geral, o aumento do módulo de resiliência com o aumento da tensão confinante e o decréscimo da tensão desvio. Na única exceção observada, correspondente à amostra compactada acima da umidade ótima e posteriormente umedecida, a

influência da tensão desvio é considerada praticamente nula, pois o parâmetro que lhe representa,  $k_3$ , não é estatisticamente significativo.

Tabela 4.17 – Parâmetros de regressão do modelo composto obtidos para o solo SL

Condições de compactação		Modelo Composto					
Energia / Método	Umidade de ensaio (%) <sup>1</sup>	$k_1$ (MPa)	$k_2$	$k_3$	$R^2$		
Intermediária	Impacto		162,84	0,244	-0,226	0,71	
	Estática	Wótima	12,9	171,86	0,247	-0,220	0,73
		Wótima-2%	10,9	146,05	0,184	-0,251	0,86
		Wótima+1%	13,9	410,40	0,699	-0,129	0,84
		Wótima+2%	14,9	403,19	0,725	<u>-0,105</u>	0,80
	Impacto	Wótima -4%	12,9 → 8,9	525,28	0,259	-0,129	0,89
		Wótima -2%	12,9 → 10,9	359,71	0,225	-0,158	0,86
		Wótima +2%	12,9 → 14,9	152,43	0,445	-0,183	0,69
		Wótima-2% -4%	10,9 → 6,9	505,03	0,220	-0,112	0,78
		Wótima-2% -2%	10,9 → 8,9	271,60	0,148	-0,147	0,74
		Wótima-2% +2%	10,9 → 12,9	138,54	0,316	-0,202	0,62
		Wótima+1% -4%	13,9 → 9,9	393,28	0,239	-0,091	0,79
		Wótima+1% -2%	13,9 → 11,9	373,55	0,269	-0,097	0,84
		Wótima+1% +2%	13,9 → 15,9	221,50	0,501	<u>0,042</u>	0,89

Fonte: Autora.

Notas: <sup>1</sup> Umidade de ensaio:  $w_{compactação} \pm$  trajetórias (umidade pós-compactação); Parâmetros do modelo sublinhados indicam variáveis que não são estatisticamente significantes, considerando um nível de significância de 5%.

No teor de umidade ótimo, verifica-se a influência concomitante das tensões desvio e confinante, com valores de  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  muito semelhantes, independentemente do tipo de compactação. No que se refere à variação de umidade de compactação e pós-compactação, observa um padrão de comportamento somente para as amostras umedecidas e compactadas acima da umidade ótima. Nesse caso, o módulo de resiliência é mais influenciado pela tensão confinante do que pela tensão desvio, visto os valores de  $k_2$  serem superiores ao do  $k_3$ .

Para as condições de secagem e moldagem abaixo da umidade ótima não observa-se uma tendência clara quanto à influência do estado de tensões no MR. Na maioria dos casos há o predomínio de influência da tensão confinante. Somente para a Wótima-2% observou-se uma maior influência da tensão desvio. Considerando um mesmo teor de umidade inicial, nota-se ainda uma certa tendência para o parâmetro

$k_3$ , que diminui proporcionalmente com a secagem, indicando que os efeitos associados ao aumento da sucção reduzem a influência da tensão desvio no comportamento resiliente desse material. Assim, de modo geral, pode-se afirmar que o comportamento resiliente do solo SL é governado preponderantemente pela tensão confinante, estando de acordo com o esperado para sua granulometria areno-siltosa.

Em suma, não observaram-se diferenças significativas entre as constantes do modelo composto obtidas para as compactações dinâmica e estática. A compactação por amassamento, por sua vez, resultou em parâmetros distantes dos demais. A redução do teor de umidade e o aumento do esforço de compactação, quando avaliado, evidenciaram os efeitos da tensão confinante (maiores valores de  $k_2$ ) no módulo de resiliência dos solos em estudo. Teores de umidade acima da ótima revelaram uma maior influência da tensão desvio para os solos CA e PE e da tensão confinante para o solo SL. Vale destacar que os coeficientes de determinação dos modelos ( $k-\sigma_3$ ) e ( $k-\sigma_d$ ), apresentados na Tabela 4.14, já indicavam previamente essa relação entre as variações de umidade e as tensões desvio e confinante, tendo em vista a proximidade com os valores de  $R^2$  do modelo composto.

Em tese, as diferenças observadas nos parâmetros de regressão sugerem variações no comportamento resiliente dos solos em função das diferentes condições de compactação, cujos detalhes serão abordados nas análises específicas apresentadas na sequência.

#### *4.9.1.3 Módulo de resiliência não linear x Módulo de resiliência linear*

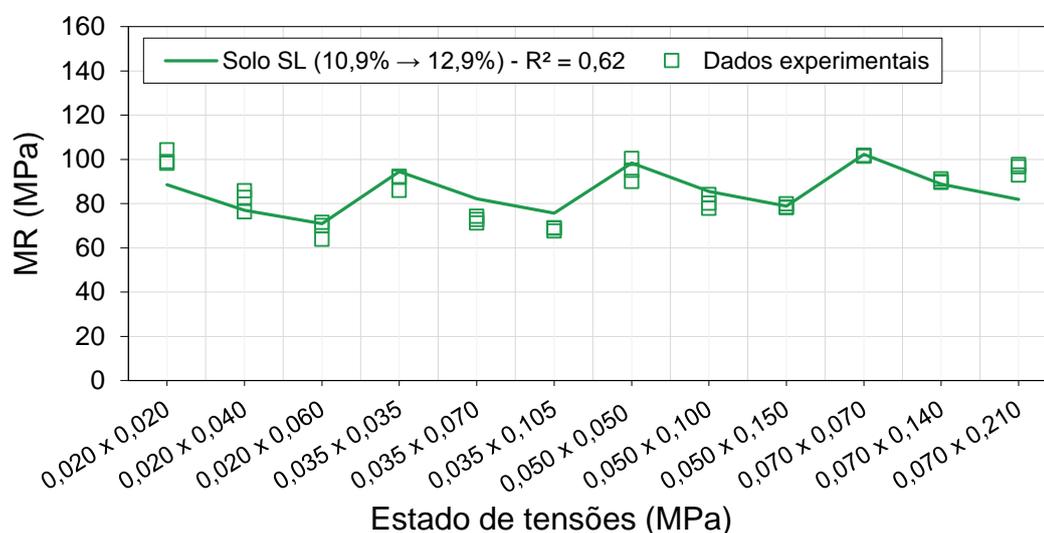
O módulo de resiliência não linear, expresso por uma equação matemática obtida a partir da regressão dos dados experimentais, apresenta como grande vantagem em relação ao MR linear a obtenção do parâmetro característico da rigidez em função das tensões atuantes na camada de aplicação do solo ou material granular. Por esse motivo é amplamente utilizado em análises de desempenho e dimensionamento de pavimentos. No entanto, essa forma de representação é de difícil quantificação e comparação, principalmente em virtude da dificuldade na interpretação visual da relação entre as suas variáveis.

Dentro desse contexto, e tendo em vista a importância da análise da variação do módulo de resiliência em função do estado de tensões, principalmente para as análises apresentadas na sequência, considerou ser necessária a elaboração de uma

representação gráfica simples e de fácil entendimento, que substituísse a complexidade dos gráficos tridimensionais gerados por ocasião de modelagem.

O gráfico proposto permite a avaliação conjunta dos efeitos das tensões desvio e confinante, em um espaço bidimensional, auxiliando na compreensão do comportamento resiliente dos solos e facilitando as análises comparativas. No eixo das abcissas são representados os estados de tensões simulados e no eixo das ordenadas são plotados os módulos de resiliência obtidos. A linha cheia corresponde aos módulos resilientes modelados, considerando a equação do modelo composto apresentada no item 4.9.1.2, e os marcadores simbolizam os dados experimentais obtidos nos ensaios em triplicata, anterior ao ajuste matemático. A Figura 4.24 apresenta um exemplo dessa representação, considerando os resultados resilientes do solo SL compactado abaixo da umidade ótima (10,9%) e posteriormente umedecido até atingir 12,9%, representativo de uma das condições em que se verificou um dos menores coeficientes de determinação para o modelo composto.

Figura 4.24 – Gráfico bidimensional proposto para fins de análise do MR



Fonte: Autora.

Além desse artifício gráfico, também foram calculados módulos de resiliência lineares, com o intuito de proceder avaliações comparativas com base em um valor efetivo, em oposição a equação característica do módulo de resiliência não linear. Para tanto, uma análise preliminar foi realizada, com base em dois valores específicos de MR: médio e típico.

O módulo de resiliência linear médio foi calculado a partir da média dos valores de MR determinados para os 12 pares de tensões prescritos em norma. O módulo de resiliência linear típico foi estimado com base em um par de tensões passível de ocorrência em subleitos rodoviários. O estado de tensões  $\sigma_3 = 0,050$  MPa e  $\sigma_d = 0,100$  MPa foi definido segundo as análises mecanicistas realizadas por Santos et al. (2019), que verificaram a ocorrência desse nível de tensões no topo do subleito de estruturas dimensionadas pelo antigo método do DNIT. Ressalta-se que tanto o módulo médio quanto o módulo típico foram determinados a partir das equações do modelo composto apresentadas nas Tabelas 4.15, 4.16 e 4.17.

Ao consultar a literatura, verifica-se que as tensões adotadas para a estimativa do MR típico estão de acordo com os estados de tensões utilizados por autores nacionais e internacionais para o cálculo de módulos lineares representativos (Tabela 4.18). Apesar da tensão confinante adotada por Drumm et al. (1997) e Khoury e Zaman (2004) ser muito semelhante à adotada nessa pesquisa, a tensão desvio é bastante inferior. Para pavimentos americanos, mais espessos, esse valor é, de fato, adequado, no entanto para os pavimentos brasileiros, mais delgados, acredita-se que as tensões desvio atuantes no topo do subleito sejam superiores.

Tabela 4.18 – Estados de tensões adotados por diversos autores para o cálculo do MR linear representativo de solos de subleitos

Referência	Estado de tensões	
	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)
Drumm et al. (1997) e Khoury e Zaman (2004)	0,0414	0,0276
Marangon (2004)	0,069	0,206
Yang et al. (2005)	0,021	0,103
Takeda (2006)	0,0138	0,062
Ribeiro (2013)	0,180	0,071

Fonte: Autora.

Os módulos de resiliência lineares calculados para todos os solos e em todas as condições de compactação analisadas são apresentados no Apêndice C4. Observando-os, constatam-se que as diferenças mais notáveis entre os módulos médios e típicos ocorrem nos solos coesivos e em condições específicas de compactação. O solo PE apresentou as maiores discordâncias, chegando a

diferenças da ordem de 75 MPa, com destaque para as amostras submetidas às variações na umidade de compactação e pós-compactação. O solo CA apresentou comportamento semelhante, porém as diferenças não foram tão significativas quanto às observadas para o solo PE. O solo SL, por sua vez, não apresentou discrepâncias consideráveis.

Constata-se ainda que na grande maioria, os módulos típicos foram superiores aos módulos médios. Apesar das diferenças verificadas e da superioridade do MR típico, acredita-se ser mais realista adotar tais valores para as análises subsequentes. Desta forma, onde forem utilizados valores lineares de MR para fins de comparação, serão adotados os módulos típicos representativos de cada condição.

#### **4.9.2 Influência do método de compactação**

Como visto, o método de compactação constitui uma variável de estudo desta tese, sendo amplamente investigada, tanto no que se refere às características microestruturais como hidromecânicas. A motivação para esse estudo surgiu a partir dos resultados de duas pesquisas brasileiras que estudaram previamente a influência do método de compactação nas características resilientes de solos tropicais: Svenson (1980) e Werk (2000).

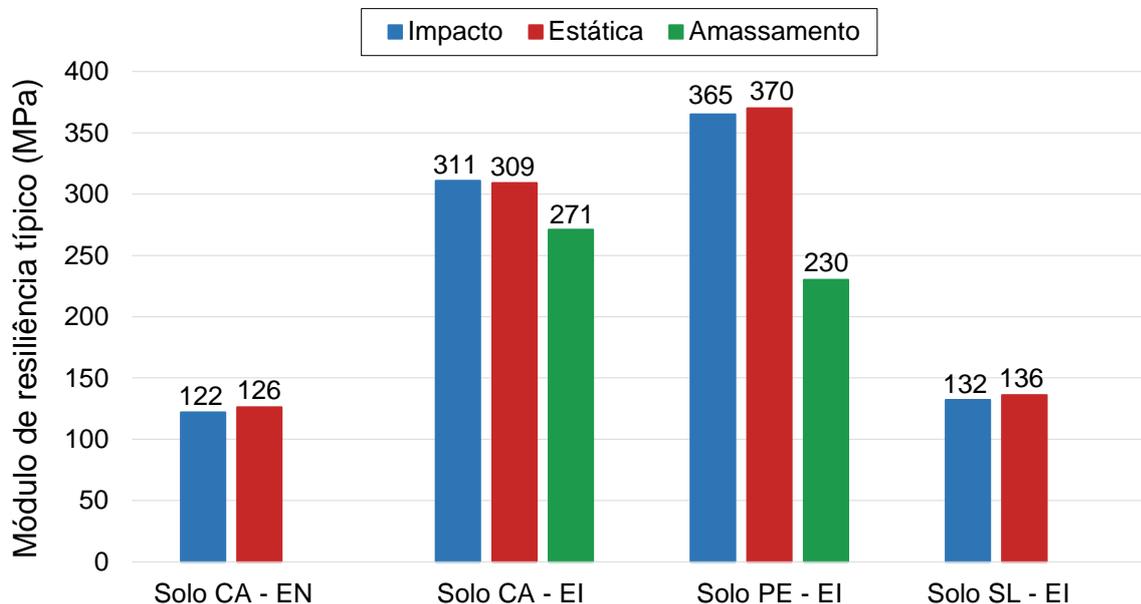
Svenson (1980) constatou que a influência do tipo de compactação no módulo de resiliência é mais significativa para umidades acima da ótima e pouco relevante no ramo seco próximo ao teor ótimo. Por outro lado, Werk (2000) demonstrou que no teor de umidade ótimo também podem ser observadas diferenças resilientes marcantes em função do método de compactação utilizado, destacando ainda a similaridade entre a rigidez obtida pelos diferentes métodos no ramo úmido.

Nesse contexto, tendo em vista a relevância da umidade ótima em obras geotécnicas, os efeitos dos diferentes métodos de compactação na rigidez dos solos dessa pesquisa foram avaliados no teor de umidade ótimo das energias normal (somente solo CA) e intermediária, por meio das compactações dinâmica, estática e por amassamento. A Tabela 4.6, apresentada anteriormente, sintetiza os parâmetros de compactação adotados e enfatiza a reprodução de amostras com características semelhantes. Ressalta-se ainda que em virtude de problemas na execução e visando a preservação da integridade do compactador giratório Superpave, os módulos de

resiliência dos solos CA e SL compactados por amassamento, respectivamente nas energias normal e intermediária, não foram obtidos.

A Figura 4.25 apresenta a comparação entre os módulos de resiliência lineares obtidos para os solos em estudo, moldados pelas diferentes técnicas de compactação. Em um primeiro momento, pode-se afirmar que ao se analisar somente os módulos de resiliência típicos, os métodos de compactação dinâmica e estática resultam em características resilientes muito semelhantes, ao contrário da compactação por amassamento, que apresenta módulos inferiores aos demais. No entanto, não é possível afirmar veemente que, de fato, os módulos são semelhantes ou diferentes somente pela avaliação do MR típico. Para poder comprovar isso, duas análises estatísticas foram realizadas: uma em relação à variabilidade dos módulos de resiliência por par de tensões e a outra em função da igualdade das médias ou medianas obtidas para o conjunto de tensões simulado.

Figura 4.25 – Comparação entre os módulos de resiliência típicos obtidos para os diferentes métodos de compactação



Fonte: Autora.

A Tabela 4.19 sintetiza os dados da primeira análise estatística realizada para o solo CA compactado na energia normal pelas técnicas dinâmica e estática. Nessa tabela são expostos os módulos resilientes calculados com base no modelo composto (vide item 4.9.1.2) e as medidas de dispersão determinadas para cada par de tensões.

Analisando os resultados apresentados, constata-se que a compactação dinâmica resulta em módulos de resiliência levemente superiores para os estados de tensões iniciais e relativamente inferiores para os pares de tensões finais. No geral, as diferenças estatísticas observadas entre os módulos obtidos pelos dois métodos de compactação podem ser consideradas pequenas, sendo mais notáveis para os pares de tensões 0,020 MPa x 0,020 MPa e 0,070 MPa x 0,210 MPa e, na maior parte dos casos, diretamente relacionadas ao aumento da tensão confinante (considerando uma mesma tensão desvio).

Assim, partindo-se do pressuposto de que quanto maior o coeficiente de variação maior a heterogeneidade dos dados comparados, e adotando um CV de 10% como parâmetro balizador do nível de dispersão aceitável (HARR, 1987; UZIELLI et al., 2006), pode-se afirmar que para um mesmo par de tensões, as compactações dinâmica e estática produzem módulos de resiliência estatisticamente semelhantes, tendo em vista os baixos valores de CV, inferiores a 5%.

Tabela 4.19 – Medidas de dispersão dos módulos de resiliência obtidos para o solo CA - EN compactado por diferentes métodos de compactação

	Tensões (MPa)		MR (MPa)		Relações estatísticas			
	$\sigma_3$	$\sigma_d$	(1)	(2)	Média	Desvio Padrão	Variância	CV (%)
Impacto (1) – Estática (2)	0,020	0,020	209	189	199	9,75	95,10	4,90
	0,020	0,040	161	153	157	3,88	15,09	2,47
	0,020	0,060	139	136	137	1,43	2,06	1,05
	0,035	0,035	176	168	172	4,22	17,77	2,45
	0,035	0,070	136	136	136	0,03	0,00	0,02
	0,035	0,105	117	120	119	1,66	2,77	1,40
	0,050	0,050	158	155	157	1,40	1,95	0,89
	0,050	0,100	122	126	124	1,91	3,65	1,54
	0,050	0,150	105	111	108	3,20	10,25	2,96
	0,070	0,070	143	144	143	0,83	0,70	0,58
	0,070	0,140	110	117	114	3,42	11,70	3,01
	0,070	0,210	95	103	99	4,39	19,29	4,44

Fonte: Autora.

Notas:  $\sigma_3$ : tensão confinante;  $\sigma_d$ : tensão desvio; MR: módulo de resiliência; CV: coeficiente de variação.

Para comprovar essa similaridade, a Tabela 4.20 apresenta os resultados do teste de igualdade realizado para o solo CA compactado por diferentes métodos de

compactação na energia normal. Como pode-se observar, os valores de *p-value* obtidos para o teste de normalidade *Shapiro-Wilk* foram superiores ao nível de significância de 5%, o que indica que a hipótese inicial foi comprovada e que a distribuição dos dados é normal. Assim, aplicou-se o teste T de *Student*, que é um teste paramétrico utilizado para a análise de duas amostras independentes. A hipótese nula ( $H_0$ ) adotada para esse teste foi de que não existe diferença estatística significativa entre as médias dos módulos de resiliência obtidos pelas compactações dinâmica e estática. O valor de *t* foi inferior ao  $t_{crítico}$  e o *p-value* foi superior a 0,05, indicando que a hipótese nula não foi rejeitada e que os módulos de resiliência são realmente estatisticamente semelhantes.

Tabela 4.20 – Teste paramétrico realizado para o solo CA compactado por diferentes métodos de compactação na energia normal

Método de compactação	Teste de normalidade Shapiro-Wilk ( <i>p-value</i> )	Teste T de Student		
		<i>t</i>	$t_{crítico}$	<i>p-value</i>
Impacto	0,7565	0,090858	2,0739	0,92843
Estática	0,8888			
Distribuição normal		$H_0$ não rejeitada		

Fonte: Autora.

Nota:  $H_0$ : hipótese nula.

Quanto ao solo CA compactado na energia intermediária, verifica-se por meio da Tabela 4.21 que, de modo geral, as maiores dispersões entre os valores de MR ocorrem para os menores pares de tensões aplicados, referentes à tensão confinante de 0,020 MPa. Comparando as compactações dinâmica e estática, constata-se que, para a grande maioria dos estados de tensões simulados, os módulos resilientes obtidos por impacto são superiores àqueles determinados para a compactação estática. As diferenças entre os módulos resilientes parecem aumentar com o aumento da tensão confinante, sem apresentar, no entanto, algum tipo de tendência quanto à tensão desvio. Mesmo com uma certa dispersão, os maiores valores de CV observados foram inferiores a 3%, estabelecendo-se dentro uma faixa de variabilidade aceitável e, portanto, sugerindo uma similaridade estatística entre os valores de rigidez estimados por esses métodos.

Tabela 4.21 – Medidas de dispersão dos módulos de resiliência obtidos para o solo CA - EI compactado por diferentes métodos de compactação

	Tensões (MPa)		MR (MPa)		Relações estatísticas			
	$\sigma_3$	$\sigma_d$	(1)	(2)	Média	Desvio Padrão	Variância	CV (%)
Impacto (1) – Estática (2)	0,020	0,020	344	328	336	8,00	63,98	2,38
	0,020	0,040	309	302	305	3,47	12,02	1,14
	0,020	0,060	290	287	289	1,17	1,38	0,41
	0,035	0,035	345	332	339	6,41	41,09	1,89
	0,035	0,070	310	306	308	1,98	3,94	0,64
	0,035	0,105	291	292	291	0,25	0,06	0,09
	0,050	0,050	346	336	341	5,38	28,95	1,58
	0,050	0,100	311	309	310	1,02	1,05	0,33
	0,050	0,150	292	294	293	1,17	1,37	0,40
	0,070	0,070	347	339	343	4,40	19,33	1,28
	0,070	0,140	312	312	312	0,11	0,01	0,03
	0,070	0,210	293	297	295	2,05	4,21	0,70
Impacto (1) – Amassamento (2)	0,020	0,020	344	275	309	34,28	1174,99	<u>11,08</u>
	0,020	0,040	309	249	279	29,62	877,16	<u>10,62</u>
	0,020	0,060	290	235	263	27,17	737,97	<u>10,35</u>
	0,035	0,035	345	290	317	27,84	775,15	8,77
	0,035	0,070	310	263	286	23,77	565,19	8,30
	0,035	0,105	291	248	270	21,64	468,46	8,03
	0,050	0,050	346	299	323	23,54	554,14	7,29
	0,050	0,100	311	271	291	19,87	394,79	6,82
	0,050	0,150	292	256	274	17,95	322,36	6,55
	0,070	0,070	347	309	328	19,33	373,84	5,89
	0,070	0,140	312	280	296	16,05	257,67	5,42
	0,070	0,210	293	264	279	14,35	205,85	5,15
Estática (1) – Amassamento (2)	0,020	0,020	328	275	301	26,28	690,62	8,72
	0,020	0,040	302	249	275	26,15	683,79	9,49
	0,020	0,060	287	235	261	25,99	675,55	9,94
	0,035	0,035	332	290	311	21,43	459,32	6,89
	0,035	0,070	306	263	284	21,79	474,75	7,66
	0,035	0,105	292	248	270	21,89	479,32	8,11
	0,050	0,050	336	299	317	18,16	329,78	5,72
	0,050	0,100	309	271	290	18,84	355,13	6,49
	0,050	0,150	294	256	275	19,13	365,80	6,95
	0,070	0,070	339	309	324	14,84	223,14	4,62
	0,070	0,140	312	280	296	15,95	254,25	5,39
	0,070	0,210	297	264	281	16,40	268,95	5,84

Fonte: Autora.

Notas:  $\sigma_3$ : tensão confinante;  $\sigma_d$ : tensão desvio; MR: módulo de resiliência; CV: coeficiente de variação; Valores sublinhados destacam os coeficientes de variação superiores a 10%.

Por outro lado, ao confrontar a compactação por amassamento com as compactações dinâmica e estática, observam-se coeficientes de variação maiores, em alguns casos superiores a 10%, evidenciando que, nesse caso, existem diferenças significativas nos módulos resilientes obtidos pelos diferentes métodos. No geral, os módulos obtidos por amassamento foram inferiores aos obtidos pelas demais metodologias, sendo essa diferença ligeiramente maior em relação à compactação por impacto. Verifica-se ainda que com o aumento da tensão confinante, mantendo-se a tensão desvio fixa, ocorre a redução da variabilidade entre os módulos de resiliência estimados. Já a relação entre a dispersão da rigidez e a tensão desvio (para uma mesma tensão confinante) depende da análise comparativa realizada. Entre as compactações dinâmica e por amassamento observa-se uma relação inversa, ao passo que entre os métodos estático e por amassamento essa relação é direta, ou seja, com o aumento da tensão desvio há o aumento da diferença entre os módulos de resiliência obtidos.

Na Tabela 4.22 são apresentados os resultados do teste não paramétrico realizado para o solo CA compactado por diferentes métodos de compactação na energia intermediária. O teste de normalidade de *Shapiro-Wilk* evidenciou que os dados referentes aos módulos de resiliência de ao menos um dos métodos de compactação não seguem uma distribuição normal. Assim, adotou-se o teste não paramétrico de *Kruskal-Wallis*, aplicável a três ou mais grupos independentes. Diferentemente do teste T de *Student*, o teste de *Kruskal-Wallis* compara as medianas das amostras. A hipótese nula ( $H_0$ ) nesse caso foi de que as medianas dos módulos de resiliência obtidas pelas diferentes metodologias de compactação são consideradas estatisticamente semelhantes.

Os resultados obtidos para o teste rejeitaram a hipótese nula ( $p\text{-value} < 0,05$ ), sugerindo que existe uma diferença significativa entre as medianas das amostras. Entretanto, esse teste não indica qual dos métodos de compactação levam à rejeição dessa hipótese, ou seja, qual deles difere quanto à mediana. Para solucionar essa questão, fez-se uso do teste *post hoc* de *Dunn*, que é um teste de comparação múltipla em pares, que tem o intuito de verificar quais das amostras divergem entre si. Os valores de  $p\text{-value}$  inferiores ao nível de significância de 5% indicaram que somente os módulos resilientes obtidos por amassamento se distanciam dos demais e, portanto, são estatisticamente diferentes, corroborando os resultados da análise anterior.

Tabela 4.22 – Teste não paramétrico realizado para o solo CA compactado por diferentes métodos de compactação na energia intermediária

Método compact.	Teste normalidade	Teste não paramétrico				
	Shapiro-Wilk ( <i>p-value</i> )	Kruskal-Wallis		<i>Post hoc</i> – Dunn ( <i>p-value</i> )		
		H (chi <sup>2</sup> )	<i>p-value</i>	Impacto	Estática	Amass.
Impacto	<u>0,01689</u>				0,6769	<u>0,00015</u>
Estática	0,245	17,35	<u>0,00017</u>	0,6769		<u>0,00072</u>
Amass.	0,9861			<u>0,00015</u>	<u>0,00072</u>	
	Distribuição não é normal	H <sub>0</sub> rejeitada		Amassamento é o método com medianas distintas		

Fonte: Autora.

Notas: H<sub>0</sub>: hipótese nula; Valores de *p-value* sublinhados indicam que a hipótese inicial foi rejeitada.

A Tabela 4.23 apresenta as medidas de dispersão por par de tensões obtidas para os módulos de resiliência do solo PE. No geral, nota-se uma tendência semelhante ao solo CA compactado na energia intermediária, onde as compactações dinâmica e estática resultaram em módulos de resiliência muito próximos entre si e distantes dos resultados da compactação por amassamento.

Ao comparar as compactações estática e dinâmica, verifica-se que os módulos de resiliência obtidos por impacto são maiores para os estados de tensões iniciais e menores para os pares de tensões finais, exatamente onde são observadas as maiores medidas de dispersão da rigidez. Nota-se ainda que a variabilidade no MR apresenta uma relação direta com a tensão confinante, porém sem evidenciar qualquer tendência acerca da tensão desvio. Na prática, as diferenças observadas são bastante sutis, tanto que os baixos valores de CV, inferiores a 2%, sugerem, na realidade, módulos estatisticamente semelhantes.

Em contrapartida, os módulos de resiliência obtidos pela compactação por amassamento foram distintos e inferiores àqueles obtidos pelas compactações dinâmica e estática. Esse fato pode ser comprovado pelos coeficientes de variação (CV) superiores a 18% resultantes das análises comparativas entre os métodos. Para essas análises, nota-se ainda que, de modo geral, o grau de variabilidade do módulo de resiliência aumenta com o aumento da tensão desvio e com a redução da tensão confinante.

Tabela 4.23 – Medidas de dispersão dos módulos de resiliência obtidos para o solo PE - EI compactado por diferentes métodos de compactação

	Tensões (MPa)		MR (MPa)		Relações estatísticas			
	$\sigma_3$	$\sigma_d$	(1)	(2)	Média	Desvio Padrão	Variância	CV (%)
Impacto (1) – Estática (2)	0,020	0,020	410	396	403	6,95	48,28	1,73
	0,020	0,040	366	356	361	5,07	25,70	1,40
	0,020	0,060	343	335	339	4,12	16,96	1,21
	0,035	0,035	409	405	407	1,89	3,56	0,46
	0,035	0,070	366	365	365	0,52	0,27	0,14
	0,035	0,105	342	343	343	0,16	0,03	0,05
	0,050	0,050	408	411	410	1,40	1,95	0,34
	0,050	0,100	365	370	367	2,44	5,94	0,66
	0,050	0,150	342	348	345	2,94	8,62	0,85
	0,070	0,070	408	417	412	4,53	20,54	1,10
	0,070	0,140	365	375	370	5,26	27,64	1,42
	0,070	0,210	342	353	347	5,59	31,23	1,61
Impacto (1) – Amassamento (2)	0,020	0,020	410	242	326	83,78	7019,90	<u>25,71</u>
	0,020	0,040	366	206	286	79,94	6390,38	<u>27,91</u>
	0,020	0,060	343	188	266	77,53	6010,47	<u>29,18</u>
	0,035	0,035	409	259	334	74,94	5615,61	<u>22,45</u>
	0,035	0,070	366	221	293	72,38	5238,22	<u>24,69</u>
	0,035	0,105	342	201	272	70,63	4987,91	<u>25,98</u>
	0,050	0,050	408	270	339	69,00	4760,60	<u>20,34</u>
	0,050	0,100	365	230	298	67,30	4528,96	<u>22,60</u>
	0,050	0,150	342	210	276	65,99	4354,95	<u>23,91</u>
	0,070	0,070	408	281	345	63,17	3990,12	<u>18,34</u>
	0,070	0,140	365	240	302	62,31	3883,09	<u>20,62</u>
	0,070	0,210	342	219	280	61,45	3775,58	<u>21,94</u>
Estática (1) – Amassamento (2)	0,020	0,020	396	242	319	76,84	5903,80	<u>24,09</u>
	0,020	0,040	356	206	281	74,87	5605,56	<u>26,61</u>
	0,020	0,060	335	188	262	73,41	5388,84	<u>28,07</u>
	0,035	0,035	405	259	332	73,05	5336,42	<u>22,01</u>
	0,035	0,070	365	221	293	71,86	5163,80	<u>24,55</u>
	0,035	0,105	343	201	272	70,79	5010,78	<u>26,03</u>
	0,050	0,050	411	270	341	70,39	4955,09	<u>20,67</u>
	0,050	0,100	370	230	300	69,73	4862,81	<u>23,23</u>
	0,050	0,150	348	210	279	68,93	4751,17	<u>24,71</u>
	0,070	0,070	417	281	349	67,70	4583,15	<u>19,40</u>
	0,070	0,140	375	240	308	67,57	4565,98	<u>21,97</u>
	0,070	0,210	353	219	286	67,03	4493,61	<u>23,47</u>

Fonte: Autora.

Notas:  $\sigma_3$ : tensão confinante;  $\sigma_d$ : tensão desvio; MR: módulo de resiliência; CV: coeficiente de variação; Valores sublinhados destacam os coeficientes de variação superiores a 10%.

Os resultados do teste de hipóteses realizado para o solo PE, apresentados na Tabela 4.24, buscaram corroborar as tendências observadas na análise estatística por par de tensões. Segundo o teste de normalidade de *Shapiro-Wilk*, os módulos de resiliência obtidos para a compactação dinâmica não apresentam uma distribuição normal ( $p\text{-value} < 0,05$ ). Com isso, aplicou-se o teste não paramétrico de *Kruskal-Wallis*. Esse teste rejeitou a hipótese nula que de que as medianas seriam estatisticamente semelhantes. Assim, com o teste *post hoc* de *Dunn* foi possível observar que o método de compactação que difere dos demais é o amassamento, indicando existir evidências estatísticas de que esse método resulta em módulos resilientes divergentes dos demais.

Tabela 4.24 – Teste não paramétrico realizado para o solo PE compactado por diferentes métodos de compactação na energia intermediária

Método compact.	Teste normalidade		Teste não paramétrico		
	Shapiro-Wilk ( $p\text{-value}$ )	Kruskal-Wallis H ( $\chi^2$ )	$p\text{-value}$	<i>Post hoc</i> – Dunn ( $p\text{-value}$ )	
				Impacto	Estática
Impacto	<u>0,00956</u>				0,8615
Estática	0,3442	23,38	<u>8,2E-06</u>	0,8615	<u>1,9E-05</u>
Amass.	0,8673			<u>4,1E-05</u>	<u>1,9E-05</u>
	Distribuição não é normal	$H_0$ rejeitada		Amassamento é o método com medianas distintas	

Fonte: Autora.

Notas:  $H_0$ : hipótese nula; Valores de  $p\text{-value}$  sublinhados indicam que a hipótese inicial foi rejeitada.

A Tabela 4.25 expõe os módulos de resiliência obtidos para o solo SL por meio das compactações dinâmica e estática e as relações estatísticas estimadas para esse parâmetro para cada par de tensões simulado em laboratório. Nota-se que os valores de MR obtidos pela compactação por impacto foram levemente inferiores àqueles obtidos pela compactação estática, sendo as mínimas diferenças mais notáveis para os maiores pares de tensões. Verifica-se ainda que com o aumento das tensões desvio e confinante há um aumento na dispersão entre os resultados de MR. Essa dispersão, no entanto, não é significativa. Isso porque os valores de CV foram, em sua totalidade, inferiores a 2%, estabelecendo uma similaridade estatística entre os módulos de resiliência obtidos pelos métodos de compactação dinâmica e estática em toda a faixa de tensões ensaiada.

Tabela 4.25 – Medidas de dispersão dos módulos de resiliência obtidos para o solo SL - EI compactado por diferentes métodos de compactação

	Tensões (MPa)		MR (MPa)		Relações estatísticas			
	$\sigma_3$	$\sigma_d$	(1)	(2)	Média	Desvio Padrão	Variância	CV (%)
Impacto (1) – Estática (2)	0,020	0,020	152	155	153	1,46	2,14	0,96
	0,020	0,040	130	133	131	1,51	2,29	1,15
	0,020	0,060	118	121	120	1,52	2,32	1,27
	0,035	0,035	153	157	155	1,87	3,49	1,20
	0,035	0,070	131	135	133	1,86	3,48	1,40
	0,035	0,105	120	123	121	1,84	3,40	1,52
	0,050	0,050	154	159	156	2,13	4,55	1,36
	0,050	0,100	132	136	134	2,09	4,38	1,56
	0,050	0,150	120	124	122	2,05	4,21	1,68
	0,070	0,070	155	160	158	2,38	5,69	1,51
	0,070	0,140	133	137	135	2,31	5,34	1,71
	0,070	0,210	121	126	123	2,25	5,08	1,83

Fonte: Autora.

Notas:  $\sigma_3$ : tensão confinante;  $\sigma_d$ : tensão desvio; MR: módulo de resiliência; CV: coeficiente de variação.

Os resultados do teste não paramétrico realizado para o solo SL compactado por diferentes métodos de compactação são apresentados na Tabela 4.26. A compactação por impacto resultou em um valor de *p-value* inferior a 0,05 para o teste de *Shapiro-Wilk*, revelando que os módulos de resiliência obtidos por esse método não apresentam distribuição normal. Com base no teste de normalidade, definiu-se como teste de hipóteses o teste não paramétrico de *Mann-Whitney*. Esse teste é utilizado para análise de duas amostras independentes, quando não se tem certeza da normalidade dos dados. Semelhante ao teste de *Kruskal-Wallis*, o teste de *Mann-Whitney* compara a igualdade das medianas das amostras. Essa foi a hipótese nula adotada nessa análise. Como é possível observar, o *p-value* desse teste foi superior ao nível de significância de 5%, indicando que essa hipótese é verdadeira, ou seja, os módulos de resiliência obtidos pelas técnicas dinâmica e estática não apresentam diferença estatística significativa, condizentes com os resultados da análise anterior.

Em suma, constata-se que a compactação dinâmica resulta, na maior parte dos casos, em módulos de resiliência relativamente superiores ao dos demais métodos e que as maiores dispersões na rigidez se concentram nos pares de tensões iniciais e/ou finais. Apesar dessas pequenas diferenças, as compactações dinâmica e estática

apresentaram coeficientes de variação inferiores a 10% para toda a faixa de tensões simulada e testes de hipóteses que comprovam que os módulos de resiliência são estatisticamente semelhantes. Por outro lado, a compactação por amassamento gerou módulos resilientes inferiores, distantes dos demais métodos, a julgar pelos valores de CV, em sua grande maioria, superiores a 10%. Os testes de igualdade corroboraram esse resultado, demonstrando que existem diferenças estatísticas entre a rigidez obtida por esse método de compactação em comparação aos demais. No geral, ambas análises estatísticas apresentaram resultados concordantes entre si.

Tabela 4.26 – Teste não paramétrico realizado para o solo SL compactado por diferentes métodos de compactação na energia intermediária

Método de compactação	Teste de normalidade Shapiro-Wilk ( <i>p</i> -value)	Teste não paramétrico Mann-Whitney	
		U	<i>p</i> -value
Impacto	<u>0,0272</u>	49,5	0,20363
Estática	0,05313		
Distribuição não é normal		H <sub>0</sub> não rejeitada	

Fonte: Autora.

Notas: H<sub>0</sub>: hipótese nula; Valores de *p*-value sublinhados indicam que a hipótese inicial foi rejeitada.

Ao comparar os resultados obtidos nessa tese com àqueles obtidos por Werk (2000) para dois solos do estado do Rio Grande do Sul compactados na umidade ótima (solo residual de arenito e solo argiloso laterítico), observam-se semelhanças e divergências dependendo do tipo de material. Para o solo arenoso estudado pela autora, as compactações dinâmica e estática resultaram em módulos de resiliência muito semelhantes, análogo ao observado para o solo SL, estudado na presente pesquisa. O mesmo comportamento não foi observado para o solo laterítico argiloso, descartando-se qualquer similaridade com os resultados desse estudo (solos CA e PE). Isso porque o solo argiloso investigado pela pesquisadora destacou-se por apresentar módulos resilientes bastante distintos em função da técnica de compactação adotada, sendo substancialmente superiores para as amostras compactadas estaticamente, como pode ser constatado na Tabela 2.4, exposta no Capítulo 2 dessa tese. Destaca-se que os dados foram extraídos de Ceratti et al. (2004), mas são referentes aos resultados obtidos pela autora em sua dissertação. Vale ressaltar ainda que não foi possível realizar comparações entre os módulos de

resiliência obtidos por amassamento, uma vez que as amostras foram moldadas em equipamentos com mecanismos de ação distintos: Werk (2000) utilizou um soquete com mola, enquanto nessa pesquisa adotou-se o compactador giratório Superpave.

Buscou-se então por diferenças na metodologia adotada ou nos demais resultados obtidos por Werk (2000) que pudessem explicar essa diferença considerável no MR do solo argiloso obtido pelos diferentes métodos de compactação (estática e dinâmica), já que o mesmo comportamento não foi constatado nesse trabalho. Acredita-se que apesar de terem sido utilizados os estados de tensões extraídos da normativa americana, que resultam em razões de tensões distintas às da norma brasileira, além de um protocolo de condicionamento menos rigoroso, essa variabilidade na rigidez do material esteja diretamente associada às diferentes estruturas formadas por cada um dos métodos de compactação. Tal afirmação encontra-se embasada nas diferenças observadas nas curvas características solo-água obtidas pela autora, já que não foram realizados ensaios ou análises específicas acerca da microestrutura dos solos em sua dissertação.

As análises realizadas nessa pesquisa, por sua vez, evidenciaram pequenas diferenças estruturais associadas aos diferentes métodos de compactação, que, na realidade, podem ser consideradas como flutuações naturais do ensaio ou até mesmo da variabilidade do próprio material, possibilitando admitir a equivalência microestrutural dos solos nessas condições. Isso explica a similaridade no comportamento resiliente obtido pelas compactações dinâmica e estática. Por esse mesmo motivo, acredita-se que o comportamento inferior obtido pela compactação por amassamento possa ser fruto dos problemas relatados no item 3.5.2.1 ocorridos durante a moldagem e extração das amostras compactadas no compactador giratório Superpave. Todavia, recomenda-se sanar os problemas encontrados por ocasião de moldagem e repetir os ensaios, de modo a comprovar ou retificar essa assertiva.

Diante do exposto, conclui-se que existem evidências estatísticas de que os métodos de compactação, salvo por amassamento, não influenciam na rigidez dos solos em estudo moldados na umidade ótima de compactação. Desse modo, como contribuição secundária, pode-se constatar ainda que é possível utilizar tanto a metodologia de compactação preconizada na norma brasileira DNIT ME 134/2018 (dinâmica) quanto àquela recomendada pela norma americana T 307-99 (AASHTO, 2017) (estática) no que tange à obtenção de corpos de prova para a estimativa do módulo de resiliência. Na prática, essa possibilidade de utilização de ambas técnicas

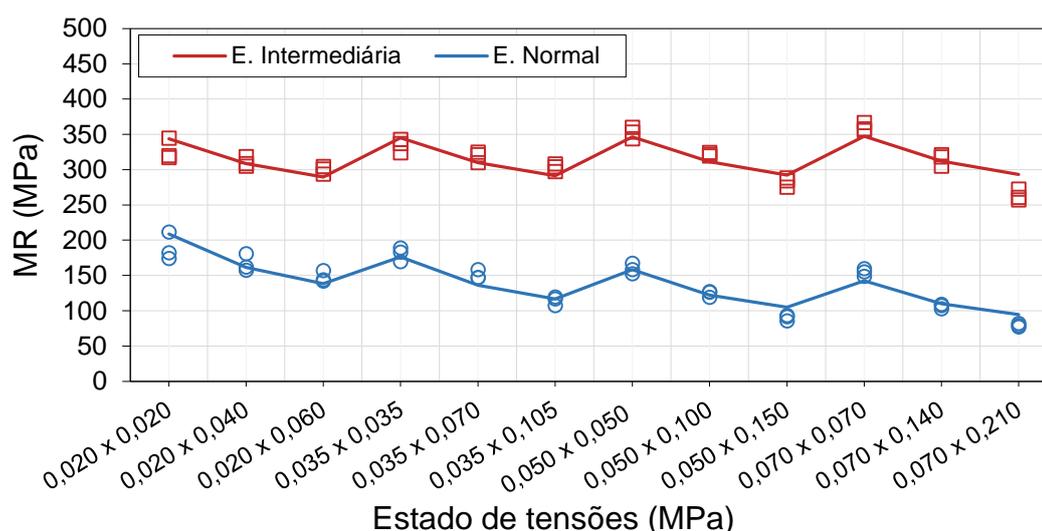
é muito benéfica, pois permite ampliar as opções de trabalho no âmbito laboratorial. No entanto, vale ressaltar que essa comprovação é válida somente para o teor ótimo de compactação, onde ocorre a oclusão da fase ar e as microestruturas formadas podem ser consideradas equivalentes.

### 4.9.3 Influência da energia de compactação

Nessa pesquisa, a influência da energia de compactação no comportamento resiliente de solos de subleito foi estudada somente para o solo CA. Para esse material foram realizados ensaios nas energias normal e intermediária, adotando os parâmetros de compactação resumidos previamente na Tabela 4.6.

A Figura 4.26 apresenta a influência da variação de energia de compactação no módulo de resiliência do solo CA, considerando todos os estados de tensões simulados em laboratório. Nesse caso, como os efeitos dos métodos de compactação no MR já foram objetos de estudo do item anterior, e como há semelhança estatística comprovada entre as compactações estática e dinâmica, optou-se por apresentar somente os resultados da compactação dinâmica.

Figura 4.26 – Influência da energia de compactação no módulo resiliente do solo CA



Fonte: Autora.

Constata-se que o aumento na energia de compactação resulta em um aumento significativo do módulo resiliente para qualquer nível de tensões aplicado no

solo, com destaque para os maiores pares, onde foram observados os maiores contrastes na rigidez. Ao comparar os valores de módulo de resiliência típico obtidos para um par de tensões específico ( $\sigma_3 = 0,050$  MPa e  $\sigma_d = 0,100$  MPa), verifica-se que com o aumento do esforço de compactação, o módulo de resiliência linear aumenta de 122 MPa na energia normal para 311 MPa na energia intermediária. Em porcentagem, isso representa um acréscimo de 155%.

Esse ganho expressivo de rigidez também foi observado por Bernucci (1995), Marangon (2004), Zago (2016) e Pascoal (2020) em solos lateríticos argilosos com origens geológicas e características geotécnicas similares ao do solo em estudo. Tal comportamento pode ser explicado pelas condições específicas de teor de umidade inicial e porosidade adquiridas com o aumento da energia de compactação, que refletem na sucção matricial e por conseguinte no comportamento mecânico do solo. Para o solo dessa pesquisa, o efeito conjunto da redução do teor de umidade ótimo e do melhor arranjo estrutural das suas partículas provocou um aumento de aproximadamente 10 vezes na sucção do solo, que passou de 35 kPa na energia normal para 335 kPa na energia intermediária, impactando no aumento do MR e na maior resistência às deformações elásticas por parte desse material.

É possível realizar ainda uma análise complementar acerca do solo PE, graças à caracterização hidromecânica realizada por Santos et al. (2019) em quatro solos do estado do Rio Grande do Sul, incluindo o solo estudado nessa tese. Esses autores observaram um MR linear típico de 136 MPa para o solo em questão, referente à umidade ótima da energia normal. Ao comparar esse resultado com o MR de 365 MPa obtido nessa pesquisa, equivalente ao teor ótimo da energia intermediária, verifica-se um aumento de aproximadamente 168% na rigidez desse material devido ao acréscimo da energia de compactação. A sucção matricial nesse caso aumentou de 420 kPa para 600 kPa, relacionando-se, novamente, com essa melhoria no comportamento mecânico do solo. Vale ressaltar que a sucção correspondente ao solo PE na energia normal foi extraída da referência supracitada e que os demais valores apresentados, tanto na análise referente ao solo CA como ao solo PE na energia intermediária, foram obtidos a partir das curvas características apresentadas anteriormente no item 4.6, com base na média do grau de saturação das três amostras ensaiadas por energia, expostos no Apêndice C<sub>1</sub>.

Assim, com base no apresentado, pode-se constatar que o acréscimo no esforço de compactação, equivalente ao aumento do número de passadas do

equipamento em campo, produz um ganho relevante de rigidez nos solos, recompensando o investimento em custo horário de equipamento e produção da equipe em prol de um melhor comportamento mecânico em campo. Esses benefícios também se estendem a deformação permanente, conforme exposto por Zago (2016) e Pascoal (2020), melhorando o desempenho global desses materiais e, portanto, do pavimento como um todo.

#### **4.9.4 Influência da variação de umidade**

Nessa pesquisa, foram realizados ensaios de módulo de resiliência considerando duas situações que envolvem a variação de umidade em campo. A primeira está associada às variações de umidade ocorridas durante o processo de compactação. A segunda simula às variações de umidade associadas aos efeitos climáticos, que podem vir a ocorrer após a compactação. Em ambos casos, o estudo consistiu em avaliar a influência dessas variações de umidade no comportamento resiliente de solos de subleitos rodoviários.

As análises desses dois cenários foram subdivididas em itens, mas realizadas de forma análoga, com base nas duas formas de observação apresentadas no item 4.9.1.3. Os efeitos da umidade de compactação e pós-compactação, considerando toda a faixa de estados de tensões passíveis de ocorrência na fundação de pavimentos flexíveis, foram analisados visualmente por meio dos gráficos bidimensionais MR *versus* estados de tensões. Os módulos lineares típicos, por sua vez, foram calculados com a finalidade de mensurar esses efeitos e quantificar os ganhos e perdas de rigidez decorrentes da variação de umidade em relação a uma umidade de referência, definida de acordo com a análise em questão. A sucção do solo foi incorporada de forma efetiva a essas análises, tendo em consideração sua importância no estudo de solos não saturados. Esse parâmetro foi obtido a partir das curvas características apresentadas no item 4.6.2, com base na média do grau de saturação das três amostras ensaiadas em cada condição, cujos índices individuais encontram-se expostos no Apêndice C<sub>1</sub>.

Para finalizar essa seção, a relação entre a umidade, a sucção e o módulo de resiliência é abordada e discutida com detalhes, relacionando todos os resultados de uma forma conjunta e destacando a incorporação desses parâmetros na previsão da rigidez dos solos dessa pesquisa.

#### 4.9.4.1 Efeitos da umidade de compactação no módulo de resiliência

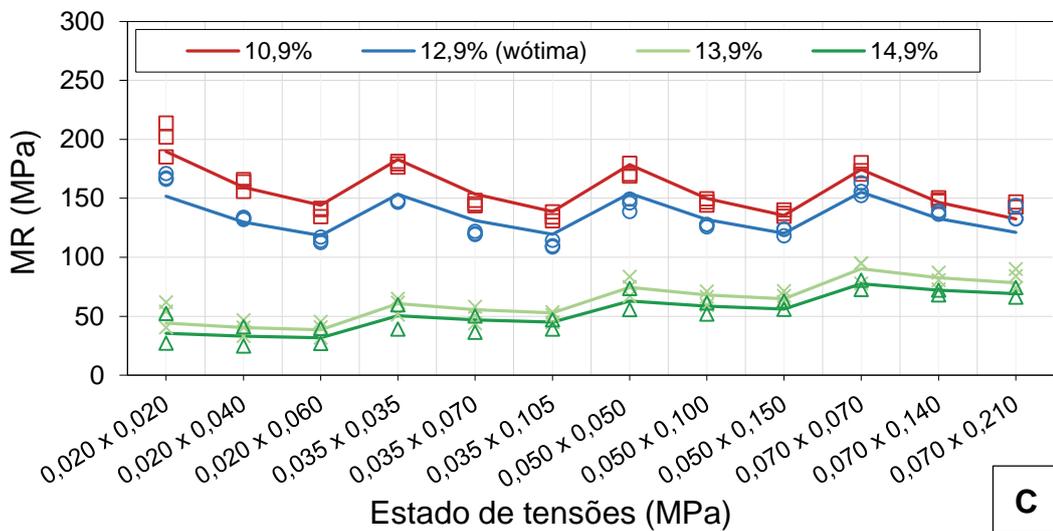
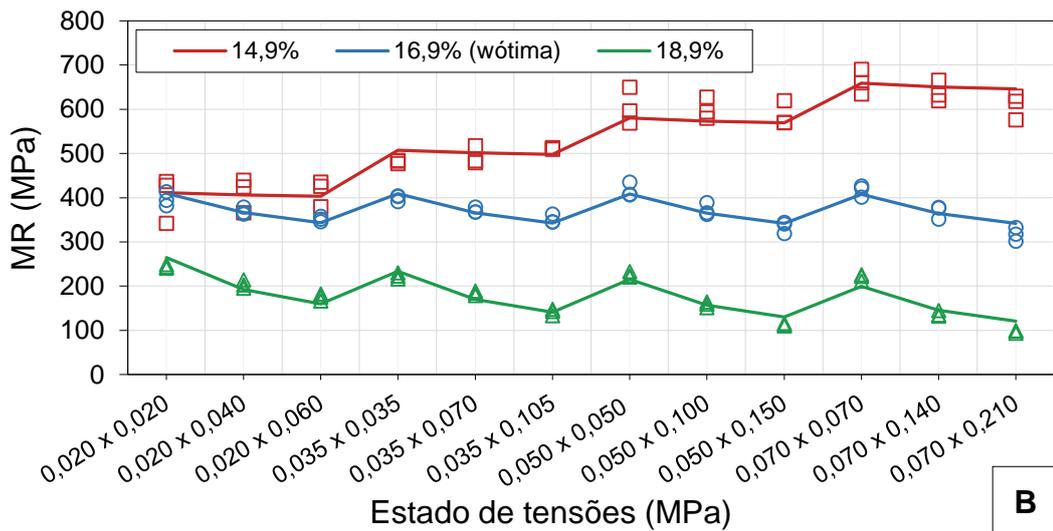
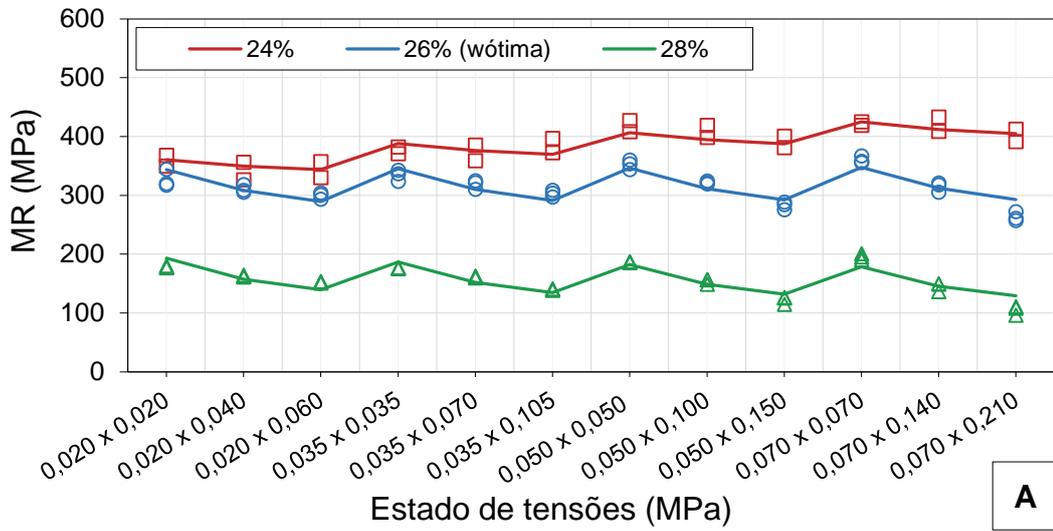
Segundo as normativas rodoviárias brasileiras vigentes, é permitido, durante a compactação, variações de até  $\pm 2\%$  na umidade ótima, desde que a massa específica seca máxima obtida em laboratório seja preservada ( $GC \geq 100\%$ ). Assim, com o propósito de reproduzir tais condições, foram compactados corpos de prova na umidade ótima, 2% abaixo e 2% acima desse teor, respeitando a máxima densidade obtida nas curvas de compactação. Para tanto, ressalta-se que nas duas últimas condições ( $\pm 2\%$ ) o esforço de compactação precisou ser modificado (vide Tabela 3.2).

Como exposto na metodologia, aceitaram-se corpos de prova com  $GC > 99\%$  e uma variação máxima de até 0,5% na umidade de compactação. Excepcionalmente para o solo PE compactado acima da ótima aceitaram-se valores de grau de compactação  $> 98\%$ . O solo SL compactado na mesma condição, por sua vez, não atingiu o GC mínimo de 98% e por esse motivo foram moldadas amostras considerando uma variação de 1% acima de umidade ótima. Apesar disso, os resultados do solo SL na  $W_{ótima+2\%}$  são apresentados, apenas a título de comparação.

A Figura 4.27 apresenta os módulos de resiliência obtidos para os solos dessa pesquisa compactados em diferentes teores de umidade iniciais, considerando toda a faixa de tensões avaliada durante o ensaio. De modo geral, constata-se que todos os materiais apresentaram o mesmo comportamento frente à variação de umidade de compactação: conforme a umidade aumenta, o módulo de resiliência diminui. Esse comportamento de fato já era esperado, seguindo a tendência observada por autores nacionais e internacionais (EDIL E MOTAN, 1979; GONÇALVES, 1999; PERAÇA, 2007; BASTOS, 2013; ABU-FARSAKH et al., 2015; KERN, 2017; e LIMA et al., 2018).

Como é possível observar, essa variação na rigidez em função do teor de umidade de compactação depende do material e do estado de tensões aplicado. Para os solos CA e PE, as diferenças entre os módulos de resiliência obtidos para as diferentes umidades de compactação são mais significativas para os maiores níveis de tensões simulados. O solo PE, inclusive, apresenta os maiores contrastes. Para esse material, a diferença entre os módulos resilientes nos pares de tensões iniciais é mínima, atingindo diferenças significativas com o aumento do estado de tensões. O solo SL, por sua vez, contrapõe esse comportamento. Para esse material, os maiores contrastes entre os módulos de resiliência se encontram na porção inicial da sequência de tensões ensaiada.

Figura 4.27 – Influência da umidade de compactação no módulo de resiliência dos solos: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)



Fonte: Autora.

A Tabela 4.27 apresenta os módulos de resiliência lineares típicos estimados para os diferentes teores de umidade de compactação, acompanhados das taxas de variação do MR, em porcentagem, calculados em relação ao teor de umidade ótimo. Na mesma tabela são apresentados ainda os valores de grau de saturação médio e sucção matricial correspondentes a esses teores de umidade iniciais.

Analisando os módulos de resiliência típicos, é possível comprovar a redução da rigidez com o aumento do teor de umidade inicial, com destaque para o solo PE, cujo MR passa de 573 MPa para 157 MPa, quando a umidade de compactação aumenta de 14,9% para 18,9%. Considerando a faixa de variação de umidade legalmente permitida, essa seria a variabilidade de rigidez aceita por ocasião de compactação para o material em questão, o que levaria a desempenhos muito distintos em campo. O solo SL, por sua vez, mostrou-se o solo menos suscetível a essas variações de umidade, contudo ainda resultando em diferenças consideráveis quanto à resistência às deformações elásticas.

Tabela 4.27 – Módulos de resiliência lineares obtidos para os solos compactados em diferentes teores de umidade iniciais

Solo	Umidade de ensaio (%)		MR típico <sup>1</sup> (MPa)	Variação do MR em relação ao valor de referência (%)	S <sub>r</sub> médio (%)	Sucção Matricial (kPa)
	W <sub>compactação</sub>					
Solo CA	Wótima-2%	24	394	+26,7	84,9	1200
	Wótima *	26	311	-	91,5	335
	Wótima+2%	28	149	-52,1	96,3	540
Solo PE	Wótima-2%	14,9	573	+57,0	82,1	1500
	Wótima *	16,9	365	-	89,8	600
	Wótima+2%	18,9	157	-57,0	96,2	575
Solo SL	Wótima-2%	10,9	150	+13,6	74,1	900
	Wótima *	12,9	132	-	89,9	560
	Wótima+1%	13,9	68	-48,5	95,0	555
	Wótima+2%	14,9	59	-55,3	-	-

Fonte: Autora.

Notas: <sup>1</sup> MR obtido para o par de tensões de  $\sigma_3 = 0,050$  MPa e  $\sigma_d = 0,100$  MPa ; \* MR considerado o valor de referência.

Ao comparar os efeitos da variação de umidade de compactação tomando-se como referência o teor de umidade ótimo, verifica-se que um decréscimo de 2% na umidade ótima resulta em acréscimos de 27%, 57% e 14% nos módulos de resiliência

dos solos CA, PE e SL, nessa ordem. Por outro lado, acima da umidade ótima ( $W_{ótima+2\%}$ ) observa-se uma redução na rigidez dos materiais da ordem de 52% para o solo CA, 57% para o solo PE e de 55,3% para o solo SL. Para o solo SL verifica-se ainda um decréscimo de 48,5% no MR referente ao acréscimo de 1% no teor de umidade de compactação. De modo geral, esses resultados evidenciam que possíveis oscilações de umidade em torno da umidade ótima durante a compactação podem ser tanto benéficas quanto prejudiciais à rigidez dos solos. Não obstante, deve-se ater que, ainda que favorável ao comportamento resiliente dos solos, a compactação abaixo da umidade ótima resulta em solos mais suscetíveis à infiltrabilidade e ao fenômeno de expansão, como atestado anteriormente, propícios a sofrer também os efeitos negativos decorrentes do acesso de água em sua rigidez. Os impactos do umedecimento pós-compactação na rigidez dos solos serão apresentados e discutidos na próxima subseção.

Segundo Abu-Farsakh et al. (2015), a perda na rigidez dos solos pode ser atribuída tanto à diminuição da sucção matricial quanto à alteração da estrutura do solo à medida que o teor de umidade de compactação aumenta. Na verdade a estrutura formada pela umidade de compactação intervém na sucção, e esse parâmetro pode explicar tanto essa redução quanto o aumento do MR com o decréscimo de umidade inicial. Os valores de sucção apresentados na Tabela 4.27 corroboram esse argumento. Observa-se que para os solos PE e SL a tendência é bastante clara: conforme o teor de umidade inicial aumenta, a sucção diminui e o módulo resiliente reduz, constatando-se a perda de rigidez do material. Para o solo CA, no entanto, nota-se uma incongruência na sucção referente ao teor de umidade ótimo, que interfere na tendência relatada. Na verdade, essa mesma incompatibilidade já havia sido observada nas análises acerca da infiltrabilidade, e como justificada anteriormente deve-se ao formato particular da SWCC nessa condição. Destaca-se que essa relação entre o módulo de resiliência e a sucção será aprofundada no item 4.9.4.3, porém já se pode constatar e corroborar a sua importância no comportamento mecânico de solos não saturados.

Em síntese, pode-se inferir que o solo PE é o material mais sensível às variações de umidade de compactação, seguido, de modo geral, pelo solo CA e pelo solo SL. Este último destaca-se ainda por apresentar o menor ganho de rigidez com a redução do teor de umidade de compactação. Pode-se afirmar ainda que, para os solos dessa pesquisa, a umidade acima da ótima provoca efeitos mais significativos

na rigidez desses materiais do que a compactação abaixo do teor ótimo, semelhante ao observado por Bastos (2013) e Lima (2020) em suas pesquisas.

De modo geral, essa pesquisa comprova a notável influência da umidade de compactação no comportamento resiliente de solos utilizados na pavimentação e a maior sensibilidade a essas variações por determinados tipos de materiais. Por esse motivo, ressalta-se a importância do uso consciente da faixa de variação de umidade admissível em função dos aspectos do solo e da forma da sua curva de compactação, como sugerido por Lima (2020). Isso porque, apesar da manutenção da massa específica seca máxima nesse estudo, os resultados obtidos de certa forma coincidiram com as singularidades das curvas obtidas para cada solo. Por fim, acredita-se ser coerente enfatizar ainda a necessidade de diminuição desse intervalo de variação de umidade inicial permitido, pois, como visto, dentro dos limites atuais, essas variações podem afetar consideravelmente o desempenho dos materiais e conseqüentemente de todo o pavimento.

#### *4.9.4.2 Efeitos da umidade pós-compactação no módulo de resiliência*

A variação de umidade pós-compactação foi avaliada para todos os materiais, considerando duas trajetórias de secagem (-4% e -2%) e uma de umedecimento (+2%). Essa análise teve por objetivo a avaliação do comportamento resiliente dos solos frente aos efeitos climáticos e/ou outros fatores externos, associados ou não à falta ou falha na drenagem rodoviária, representando uma possível configuração da dinâmica da umidade de equilíbrio regional. Nesse caso, ainda há de se considerar o estado de preservação do revestimento asfáltico, que pode vir a se tornar um dos caminhos de entrada de água no pavimento, podendo atingir em alguns casos a sua fundação.

Inicialmente são apresentados os gradientes de umidade das amostras submetidas às trajetórias de umedecimento e secagem, com o intuito de verificar a uniformidade da umidade ao longo da altura dos corpos de prova, além de comprovar a eficácia dos protocolos adotados e validar os resultados obtidos para os ensaios de módulo de resiliência. Na sequência são apresentados os efeitos da variação de umidade pós-compactação nas amostras moldadas em diferentes teores de umidade iniciais, destacando-se os solos e as condições de compactação mais influenciadas, bem como os fenômenos envolvidos.

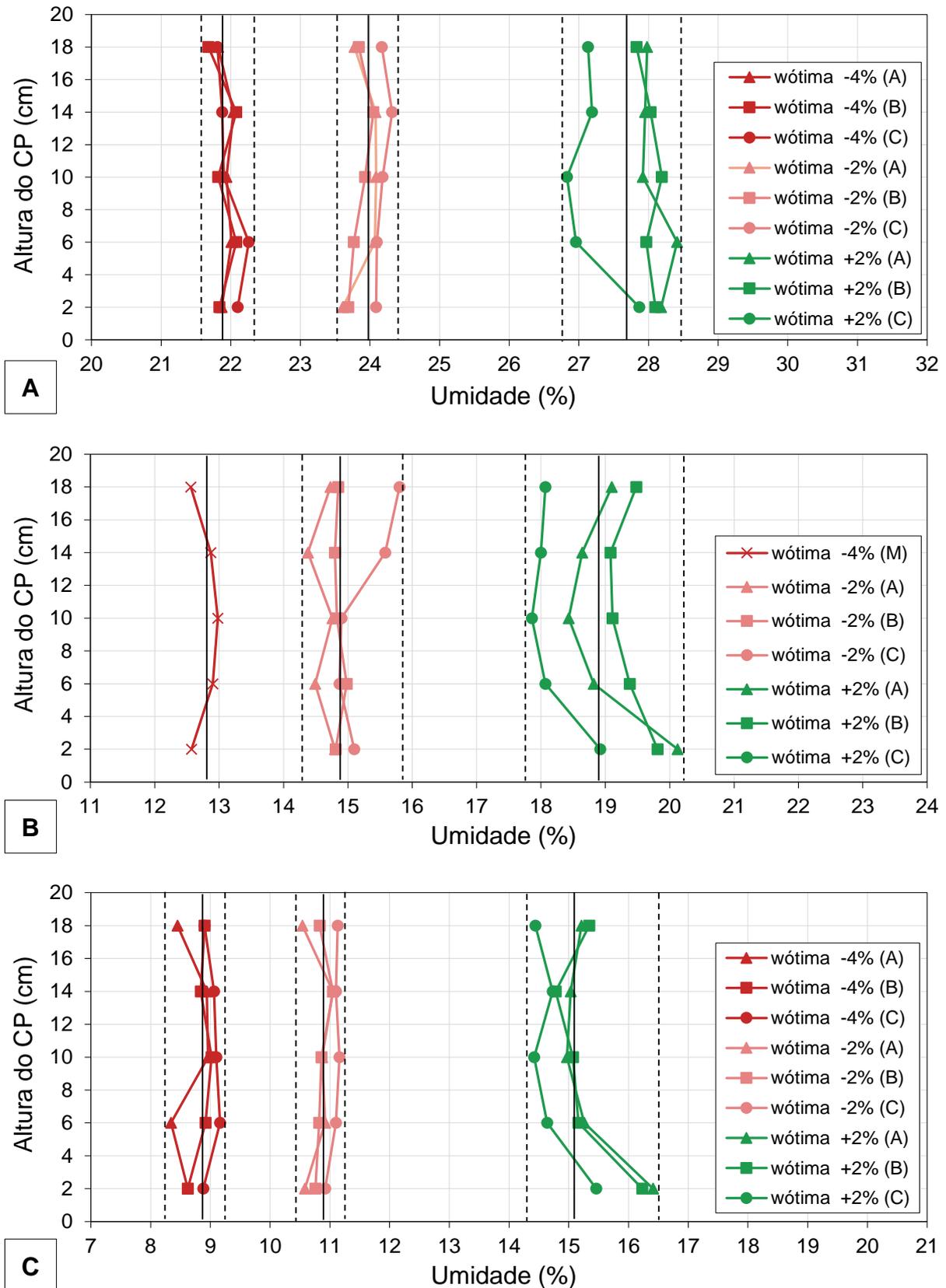
#### 4.9.4.2.1 Análise do gradiente de umidade nos corpos de prova submetidos às trajetórias de umedecimento e secagem

Como exposto na metodologia deste trabalho, para as amostras submetidas às variações de umidade pós-compactação, a determinação da umidade após a realização dos ensaios triaxiais dinâmicos foi realizada de forma distinta ao usual. Nesse caso, os corpos de prova foram divididos em 5 camadas e cada uma dessas camadas foi subdividida em três porções, contemplando duas laterais (A e B) e o segmento central (C) das amostras. Em alguns casos particulares, determinou-se o teor de umidade somente para as camadas, desconsiderando a divisão em fragmentos menores, sendo cada ponto definido como a umidade média da camada (M). Em tese, essa verificação rigorosa da umidade foi realizada com o intuito de certificar a homogeneidade dos processos de umedecimento e secagem.

Assim, tendo em vista a ampla gama de ensaios, todos eles realizados em triplicata, optou-se por apresentar somente as amostras com maior dispersão de umidade para cada condição de umidade pós-compactação ensaiada. Ressalta-se ainda que os valores de umidade apresentados são referentes às umidades de ensaio ( $W_{ensaio}$ ), tendo sido obtidas por diferença de massa (antes e após o ensaio), em virtude da perda de umidade de alguns materiais, principalmente àqueles submetidos ao umedecimento. Isso ocorreu mais drasticamente para o solo SL compactado acima da umidade ótima e umedecido, que apresentou exsudação durante o ensaio, resultando em uma diferença de até 0,5% na umidade após o ensaio.

A Figura 4.28 apresenta os teores de umidade ao longo da altura dos corpos de prova compactados na umidade ótima e submetidos aos processos de umedecimento e secagem. As linhas tracejadas delimitam os teores de umidade máximo e mínimo obtidos para cada condição de umidade pós-compactação. A linha cheia corresponde à umidade média representativa da amostra. Ao analisar essa figura, nota-se que, independentemente do material, as amostras submetidas à secagem apresentaram um menor gradiente de umidade. Constata-se ainda que, de modo geral, as laterais foram mais impactadas pela secagem, assim como o topo e a base dos corpos de prova. O centro, em toda sua extensão, apresentou os maiores teores de umidade para essa trajetória. Esse comportamento frente à secagem já era esperado, tendo sido corroborado pelos resultados apresentados.

Figura 4.28 – Controle do gradiente de umidade das amostras moldadas na umidade ótima e submetidas às trajetórias: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)



Fonte: Autora.

Em contrapartida, as amostras submetidas ao umedecimento evidenciaram as maiores dispersões de umidade amostral. Nesse caso, as porções centrais apresentaram déficit de umidade ao longo de toda a extensão dos corpos de prova, ao passo que as laterais apresentaram os maiores teores de umidade, acima da média na maioria dos casos. Destacam-se ainda os altos teores de umidade determinados na base desses corpos de prova. Nesse caso, por se tratar de um ensaio drenado em ambas faces, na qual a gravidade atua com maior intensidade, a base acaba se tornando o caminho preferencial para a saída de água dos corpos de prova, o que explica os valores significativos de umidade nessa região.

Nos Apêndices C<sub>5</sub> e C<sub>6</sub> encontram-se apresentadas as representações gráficas que retratam o controle do gradiente de umidade das amostras compactadas abaixo e acima da umidade ótima, respectivamente. Para ambas condições, observou-se um comportamento muito próximo ao das análises apresentadas para a  $w_{ótima}$ . A única peculiaridade observada foi para as amostras dos solos CA e PE compactadas acima da ótima e submetidas à secagem, cujo centro não apresentou-se a porção mais úmida. Acredita-se que isso possa estar associado à perda de umidade nessa porção por ocasião da compactação, devido à ação do soquete, ou ainda devido às expressivas trincas decorrentes do fenômeno “borrachudo” (Figura 3.13), que podem ter facilitado a secagem do centro desses corpos de prova.

Os máximos valores de gradientes de umidade obtidos para as amostras submetidas às diversas condições de umidade pós-compactação são apresentados na Tabela 4.28. Para os solos CA e PE, a variação de umidade no interior das amostras aumenta com o aumento do teor de umidade de ensaio, ou seja, esse valor aumenta com o umedecimento. Não obstante, deve-se considerar que para esses dois materiais, em algumas condições específicas, a determinação da umidade foi realizada por camada, não permitindo diferenciar as umidades nas faces laterais e no centro, o que pode ter resultado em menores gradientes de umidade e influenciado na tendência observada.

Por outro lado, para o solo SL, o maior nível de secagem (-4%) gerou gradientes de umidade superiores à secagem de 2%, mas ainda inferiores ao umedecimento. Acredita-se que esse comportamento ocorreu devido à capacidade de retenção de água desse material e ao tempo de exposição ao ar dos corpos de prova. Como a dessaturação tende a ocorrer rapidamente para esse solo (mais arenoso), as faces expostas perdem umidade desproporcionalmente à porção central do corpo de prova,

tanto mais quanto maior o período necessário à secagem, o que pode explicar os maiores gradientes de umidade obtidos para as amostras drenadas até 4%. Constatase ainda que essa diferença entre a dispersão amostral das amostras submetidas à secagem é tanto maior quanto maior a umidade de compactação, possivelmente associada, nesse caso, à maior inclinação da SWCC na  $W_{ótima+1\%}$  (Figura 4.19), que indica uma drenagem ainda mais rápida nessa condição.

Tabela 4.28 – Máximos valores de gradientes de umidade observados para as amostras submetidas às variações de umidade pós-compactação

Solo	Umidade de ensaio (%)				Máximo gradiente de umidade observado (%)	
	$W_{compactação} \pm$ trajetórias	Mín.	Máx.	Média		
Solo CA	$W_{ótima-2\%} -4\%$	24 → 20	20,0	20,3	20,1	0,29*
	$W_{ótima-2\%} -2\%$	24 → 22	21,7	22,1	21,9	0,39*
	$W_{ótima-2\%} +2\%$	24 → 26	25,6	27,6	26,4	2,01
	$W_{ótima} -4\%$	26 → 22	21,7	22,3	21,9	0,58
	$W_{ótima} -2\%$	26 → 24	23,6	24,3	24,0	0,71
	$W_{ótima} +2\%$	26 → 28	26,8	28,4	27,8	1,58
	$W_{ótima+2\%} -4\%$	28 → 24	23,6	24,3	23,9	0,66
	$W_{ótima+2\%} -2\%$	28 → 26	25,6	26,3	25,9	0,68
	$W_{ótima+2\%} +0,8\%$	28 → 28,8	28,3	29,8	28,6	1,54
Solo PE	$W_{ótima-2\%} -4\%$	14,9 → 10,9	11,0	11,6	11,3	0,58*
	$W_{ótima-2\%} -2\%$	14,9 → 12,9	13,1	13,7	13,3	0,60*
	$W_{ótima-2\%} +2\%$	14,9 → 16,9	16,2	18,4	17,0	2,19
	$W_{ótima} -4\%$	16,9 → 12,9	12,6	13,0	12,8	0,42*
	$W_{ótima} -2\%$	16,9 → 14,9	14,4	15,8	14,9	1,42
	$W_{ótima} +2\%$	16,9 → 18,9	17,9	20,1	18,9	2,26
	$W_{ótima+2\%} -4\%$	18,9 → 14,9	14,2	14,7	14,5	0,49*
	$W_{ótima+2\%} -2\%$	18,9 → 16,9	16,0	17,3	16,6	1,24
	$W_{ótima+2\%} +2\%$	18,9 → 20,9	19,9	22,5	20,9	2,60
Solo SL	$W_{ótima-2\%} -4\%$	10,9 → 6,9	6,4	7,2	6,9	0,82
	$W_{ótima-2\%} -2\%$	10,9 → 8,9	8,6	9,3	9,0	0,75
	$W_{ótima-2\%} +2\%$	10,9 → 12,9	12,5	14,1	13,0	1,66
	$W_{ótima} -4\%$	12,9 → 8,9	8,3	9,2	8,9	0,82
	$W_{ótima} -2\%$	12,9 → 10,9	10,5	11,2	10,9	0,62
	$W_{ótima} +2\%$	12,9 → 14,9	14,4	16,4	15,1	1,99
	$W_{ótima+1\%} -4\%$	13,9 → 9,9	9,3	10,4	9,9	1,10
	$W_{ótima+1\%} -2\%$	13,9 → 11,9	11,5	12,1	11,9	0,63
	$W_{ótima+1\%} +2\%$	13,9 → 15,9	14,9	17,5	15,8	2,63

Fonte: Autora.

Nota: \* Determinação da umidade realizada em cinco camadas.

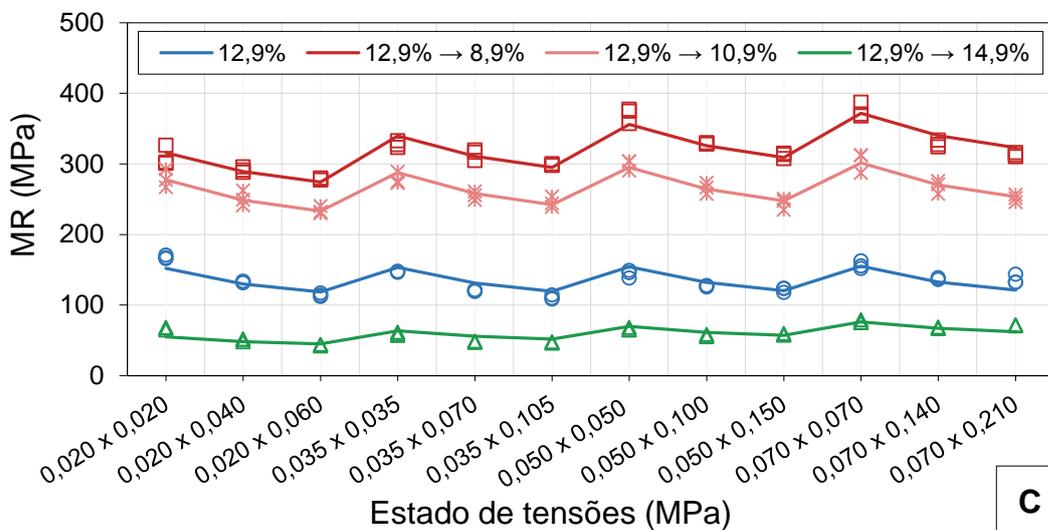
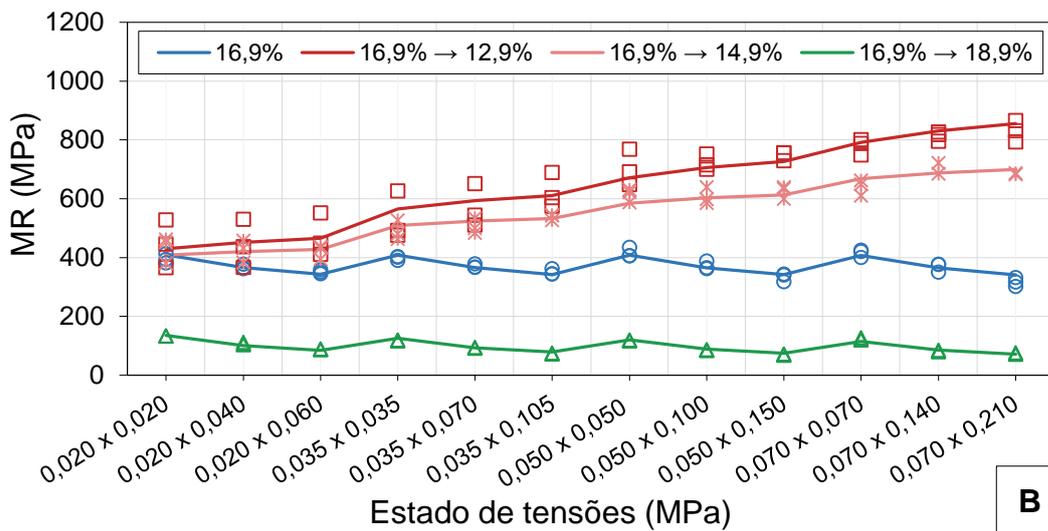
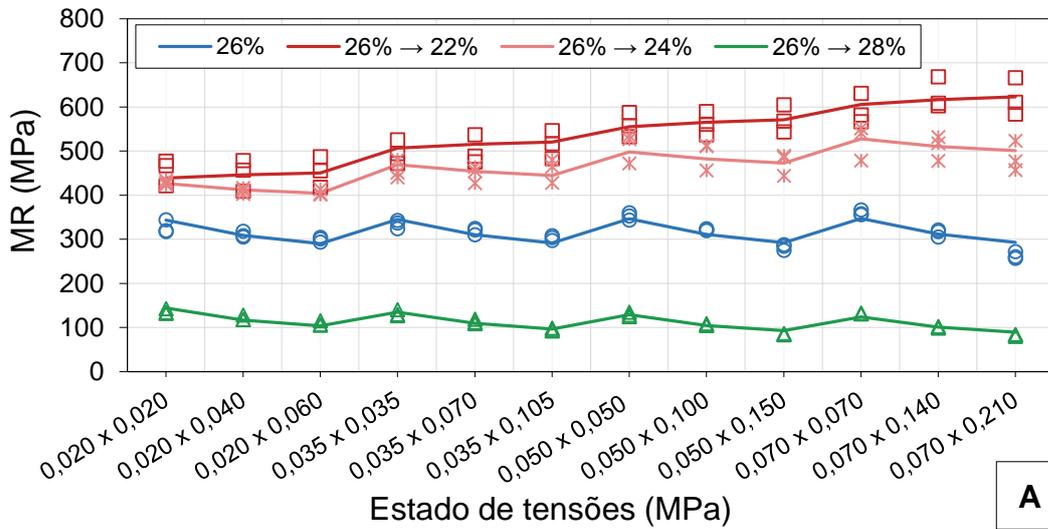
No geral, os maiores valores de gradiente de umidade foram observados para as condições de umedecimento, tanto maiores quanto maior a umidade de compactação, com exceção do solo CA. Apesar disso, em nenhuma situação a dispersão de umidade amostral foi superior a 3%, o que torna os efeitos do gradiente de umidade nos módulos de resiliência praticamente desprezíveis. Essa constatação é embasada na parcela do estudo de Khoury e Zaman (2004) direcionada à avaliação da influência do método de umedecimento nos resultados dos ensaios de módulo de resiliência. Os autores verificaram que os três métodos analisados desenvolveram gradientes de umidade distintos, variando de 3% a 6%, e que mesmo assim não houve influência perceptível dessa variabilidade nos valores de MR. Desse modo, pode-se concluir que os protocolos de umedecimento e secagem utilizados nessa pesquisa mostraram-se adequados, validando, de certa forma, os resultados das amostras submetidas às variações de umidade pós-compactação, apresentados a seguir.

#### 4.9.4.2.2 Amostras compactadas em diferentes teores de umidade e submetidas às trajetórias de umedecimento e secagem

A influência da umidade pós-compactação no módulo de resiliência dos solos compactados em diferentes teores de umidade iniciais é apresentada nessa subseção. Por apresentarem tendências de comportamento muito semelhantes, optou-se por apresentar somente os gráficos bidimensionais referentes ao teor de umidade ótimo (Figura 4.29), sendo as demais representações gráficas (abaixo e acima da umidade ótima) apresentadas nos Apêndices C<sub>7</sub> e C<sub>8</sub>, respectivamente. Apesar disso, salienta-se que as análises aqui discutidas englobam o comportamento geral observado.

Assim, constata-se que, para toda a faixa de tensões simulada em laboratório, os módulos de resiliência tendem a aumentar com a redução do teor de umidade (secagem) e a reduzir com o umedecimento pós-compactação. Esses resultados encontram-se em conformidade com a literatura, uma vez que comportamentos análogos foram observados por Edil e Motan (1979), Drumm et al. (1997), Gonçalves (1999), Ceratti et al. (2004), Yang et al. (2005), Takeda (2006), Bastos (2013), Salour et al. (2014), Kern (2017) e Freitas et al. (2020).

Figura 4.29 – Influência da umidade pós-compactação no MR dos solos moldados na umidade ótima: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)



Identifica-se ainda o mesmo padrão observado nas análises dos efeitos da umidade de compactação, cuja variação no MR depende diretamente do estado de tensões simulado. Na maioria dos casos, as diferenças mais significativas nos módulos de resiliência devido às variações de umidade pós-compactação foram observadas para os maiores níveis de tensões aplicados. Algumas exceções, em grande parte relacionadas ao solo SL, evidenciaram maiores contrastes para os pares de tensões iniciais. Destaca-se novamente o comportamento do solo PE, que apresentou valores de módulo de resiliência muito próximos para os estados de tensões iniciais, com aumento expressivo dessa dispersão para os pares de tensões finais. Em alguns casos, observou-se essa mesma tendência para o solo CA.

Os módulos de resiliência lineares típicos dos solos em estudo compactados em diferentes teores de umidade iniciais e submetidos às variações de umidade pós-compactação são apresentados na Tabela 4.29. Na mesma tabela são apresentadas ainda as taxas de variação do MR em relação a sua respectiva umidade de compactação e os valores de grau de saturação e sucção matricial correspondentes à cada condição analisada (após a trajetória pós-compactação).

Analisando em um primeiro momento os dados referentes à compactação no teor de umidade ótimo ( $W_{ótima}$ ), verifica-se de imediato o proeminente comportamento do solo SL frente ao processo de secagem. Para esse material, a perda na umidade resultou em acréscimos de MR bastante significativos, da ordem de até 147% para  $W_{ótima}$  -4%. Em contrapartida, o solo CA apresentou os menores ganhos de rigidez nessa condição. Nesse caso, o acréscimo no módulo resiliente com a redução de umidade variou de 55% a 81,7%, para secagens de 2% e 4%, respectivamente.

Em relação ao umedecimento, o solo SL apresentou um comportamento oposto, sendo, neste cenário, o material que apresentou o menor decréscimo de rigidez, cerca de 54% em relação à umidade ótima. O solo PE, por sua vez, foi o material mais impactado por essa trajetória de umidade pós-compactação, com uma redução em seu módulo resiliente de aproximadamente de 76%.

Essa suscetibilidade do solo PE ao umedecimento também foi observada por Custódio (2019), que buscou avaliar os efeitos da saturação no comportamento resiliente desse material a partir de amostras compactadas na umidade ótima e posteriormente submersas em água pelo período de 4 dias, semelhante ao realizado no ensaio de CBR e expansão. O autor relata que todos os corpos de prova ensaiados deformaram excessivamente, apesar dos artifícios adotados, não sendo possível

quantificar a rigidez do material nessa condição. De modo geral, esse comportamento deixa evidente quão prejudicial é o umedecimento pós-compactação para o comportamento resiliente do solo PE, sobretudo em situações onde possa vir a ocorrer a saturação do solo, em virtude da ineficiência dos sistemas de drenagem rodoviários.

Em relação ao comportamento dos solos compactados abaixo da umidade ótima, verifica-se que, em tese, as amostras submetidas à secagem resultaram em menores ganhos de rigidez em relação ao módulo de resiliência de referência ( $W_{ótima-2\%}$ ), se comparado à análise anterior. O solo PE mostrou-se o material menos suscetível a alterações nos valores de MR típico com o processo de dessaturação. Para esse material, o máximo acréscimo de rigidez (57,1%) ocorreu para as amostras ensaiadas após secagem de 4%, atingindo valores de MR na ordem de 900 MPa. Em compensação, o solo SL novamente se destacou pelo ganho de rigidez com o decréscimo no teor de umidade pós-compactação. Para as amostras compactadas abaixo da umidade ótima e submetidas aos dois níveis de secagem, verificaram-se acréscimos nos módulos de resiliência de 63,3% e 125,3% para as amostras ensaiadas nas umidades de 8,9% e 6,9%, respectivamente.

Quanto ao umedecimento, o solo CA compactado abaixo da umidade ótima e umedecido até atingir a umidade de 26% apresentou uma redução de cerca de 72% na sua rigidez, refletida em seu módulo resiliente que passou de 394 MPa para 111 MPa. Apesar da significativa variação, o solo CA não foi o material mais impactado pelo umedecimento, nesse caso. O solo PE novamente apresentou-se como o solo mais sensível ao ganho de umidade pós-compactação. Nesse caso, observou-se uma redução de 75% no módulo de resiliência típico desse material, quando comparado ao MR de referência. O solo SL, por sua vez, foi o material menos influenciado pelo umedecimento, visto que seu módulo resiliente típico reduziu de 150 MPa para 86 MPa, representando um decréscimo de cerca de 43% na sua rigidez.

No que tange aos resultados referentes à compactação acima da umidade ótima, constata-se que, de modo geral, o ganho de rigidez dos solos com a dessaturação foi superior ao observado nas análises anteriores. Para as amostras compactadas acima da umidade ótima e submetidas à secagem, observaram-se acréscimos expressivos no MR, que para o solo SL chegaram a aproximadamente 250% para as amostras ensaiadas em uma umidade de 9,9%. Esse material inclusive foi o mais influenciado positivamente pela redução da umidade pós-compactação, seguido dos solos PE e CA, nessa ordem.

Tabela 4.29 – Valores de MR típicos para os solos moldados em diferentes umidades iniciais e submetidos às variações de umidade pós-compactação

$W_{compact.}$ / Solo	Umidade de ensaio (%)		MR típico <sup>1</sup> (MPa)	Variação do MR em relação ao teor de referência (%)	$S_r$ médio (%)	Sucção Matricial (kPa)	
	$W_{compactação} \pm$ trajetórias						
$W_{ótima}$	Solo CA	$W_{ótima} -4\%$	26 → 22	565	+81,7	89,1	3200
		$W_{ótima} -2\%$	26 → 24	482	+55,0	89,4	2100
		$W_{ótima} *$	26	311	-	91,5	335
		$W_{ótima} +2\%$	26 → 28	105	-66,2	95,8	40
	Solo PE	$W_{ótima} -4\%$	16,9 → 12,9	706	+93,4	81,4	4850
		$W_{ótima} -2\%$	16,9 → 14,9	603	+65,2	85,4	1600
		$W_{ótima} *$	16,9	365	-	89,8	600
		$W_{ótima} +2\%$	16,9 → 18,9	89	-75,6	99,3	40
	Solo SL	$W_{ótima} -4\%$	12,9 → 8,9	326	+147,0	64,6	1700
		$W_{ótima} -2\%$	12,9 → 10,9	264	+100,0	77,4	1200
		$W_{ótima} *$	12,9	132	-	89,9	560
		$W_{ótima} +2\%$	12,9 → 14,9	61	-53,8	99,2	85
$W_{ótima-2\%}$	Solo CA	$W_{ótima-2\%} -4\%$	24 → 20	683	+73,4	81,3	5000
		$W_{ótima-2\%} -2\%$	24 → 22	570	+44,7	82,6	2900
		$W_{ótima-2\%} *$	24	394	-	84,9	1200
		$W_{ótima-2\%} +2\%$	24 → 26	111	-71,8	90,2	270
	Solo PE	$W_{ótima-2\%} -4\%$	14,9 → 10,9	900	+57,1	70,2	11000
		$W_{ótima-2\%} -2\%$	14,9 → 12,9	733	+27,9	77,9	5000
		$W_{ótima-2\%} *$	14,9	573	-	82,1	1500
		$W_{ótima-2\%} +2\%$	14,9 → 16,9	143	-75,0	88,3	330
	Solo SL	$W_{ótima-2\%} -4\%$	10,9 → 6,9	338	+125,3	49,5	2600
		$W_{ótima-2\%} -2\%$	10,9 → 8,9	245	+63,3	63,2	1500
		$W_{ótima-2\%} *$	10,9	150	-	74,1	900
		$W_{ótima-2\%} +2\%$	10,9 → 12,9	86	-42,7	88,0	350
$W_{ótima+1\%} / W_{ótima+2\%}$	Solo CA	$W_{ótima+2\%} -4\%$	28 → 24	332	+122,8	94,4	925
		$W_{ótima+2\%} -2\%$	28 → 26	275	+84,6	95,5	690
		$W_{ótima+2\%} *$	28	149	-	96,3	540
		$W_{ótima+2\%} +0,8\%$	28 → 28,8	95	-36,2	100 **	1
	Solo PE	$W_{ótima+2\%} -4\%$	18,9 → 14,9	479	+205,1	89,4	1400
		$W_{ótima+2\%} -2\%$	18,9 → 16,9	363	+131,2	93,8	860
		$W_{ótima+2\%} *$	18,9	157	-	96,2	575
		$W_{ótima+2\%} +2\%$	18,9 → 20,9	66	-58,0	100 **	1
	Solo SL	$W_{ótima+1\%} -4\%$	13,9 → 9,9	237	+248,5	71,5	1400
		$W_{ótima+1\%} -2\%$	13,9 → 11,9	208	+205,9	84,4	985
		$W_{ótima+1\%} *$	13,9	68	-	95,0	555
		$W_{ótima+1\%} +2\%$	13,9 → 15,9	45	-33,8	100 **	1

Fonte: Autora.

Notas: <sup>1</sup> MR obtido para o par de tensões de  $\sigma_3 = 0,050$  MPa e  $\sigma_d = 0,100$  MPa; \* MR considerado o teor de referência; \*\* Saturação teórica (para a qual adotou-se uma sucção padrão de 1 kPa).

Em contrapartida, nessa mesma condição de compactação (acima da ótima), verificaram-se as menores taxas de redução do módulo de resiliência com o umedecimento pós-compactação. Nesse caso, os solos CA e SL apresentaram uma perda de rigidez de aproximadamente 35%, ao passo que o solo PE reduziu seu módulo de resiliência em cerca de 58%, mais uma vez mostrando-se extremamente vulnerável ao acréscimo de umidade após a compactação.

De modo geral, os comportamentos resilientes observados frente às variações de umidade pós-compactação podem ser explicados por meio da sucção matricial dos solos. Nesse caso, a perda de umidade aumenta a atuação da capilaridade por meio da membrana contráctil e, portanto, aumenta a sucção do solo, resultando em um comportamento resiliente superior, ao passo que o umedecimento reduz esse fenômeno e conseqüentemente a sucção e a rigidez do material. Os valores de sucção apresentados na Tabela 4.29 corroboram essa tendência, deixando clara, novamente, a importância da sucção na interpretação do comportamento mecânico de solos não saturados submetidos às variações de umidade.

Em síntese, alguns padrões de comportamento puderam ser constatados a respeito dos efeitos da variação de umidade pós-compactação apresentados ao longo dessa subseção. O solo PE mostrou-se o material mais vulnerável ao umedecimento, reduzindo drasticamente seu MR e a sua capacidade de suportar os esforços dinâmicos, independentemente do teor de umidade inicial. Por outro lado, o solo SL foi o solo que apresentou os maiores acréscimos no módulo resiliente com o processo de secagem, em todas as condições de umidade de compactação avaliadas. Considerando uma mesma variação de umidade pós-compactação ( $\pm 2\%$ ), o solo SL apresentou maiores ganhos do que perdas de rigidez, análogo ao observado por Takeda (2006). Os solos CA e PE também foram mais impactados pela secagem, no entanto, somente para o teor de umidade de compactação acima de ótima. Na umidade ótima e abaixo desse teor, ambos materiais foram mais impactados pelo umedecimento, nesse caso, semelhante ao observado por Ceratti et al. (2004).

Observou-se ainda a mesma tendência verificada por Khoury e Zaman (2004), cujas mudanças no MR e na sucção devido à secagem e ao umedecimento encontram-se diretamente influenciadas pelo teor de umidade inicial de compactação. Em relação à secagem, pode-se citar a predisposição aos maiores ganhos no MR, tanto maior quanto maior o teor de umidade de compactação:  $W_{ótima+2\%} > W_{ótima} > W_{ótima-2\%}$ . Esse comportamento pode ser explicado pela estrutura inicial do solo, formada por

ocasião de compactação, que como visto é influenciada pelo teor de umidade inicial. Nesse caso, o aumento da umidade de compactação resulta em estruturas aparentemente mais fechadas (vide item 4.5.2), que quando submetidas às trajetórias de secagem pós-compactação contribuem significativamente para um maior acréscimo na rigidez dos solos.

No que tange ao umedecimento, uma certa tendência também foi observada: as menores perdas de rigidez ocorreram para as amostras compactadas acima da umidade ótima. Em contrapartida, os maiores decréscimos no MR mostraram-se dependentes do material. Para o solo CA, a maior perda de rigidez ocorreu para a umidade de compactação abaixo da ótima, ao passo que para o solo SL essa situação aconteceu no teor de umidade ótimo. O solo PE apresentou perdas significativas para ambas umidades iniciais, além de muito próximas entre si. Com isso, pode-se inferir que esses resultados concordam parcialmente com o exposto por Edil e Motan (1979), que afirmam que solos compactados abaixo da ótima são mais suscetíveis às mudanças de umidade do que os solos compactados na ótima e acima da ótima, para uma mesma densidade inicial. Isso porque, nessa condição há uma pré-disposição da estrutura do solo a se modificar bruscamente devido ao contato com a água (metaestabilidade estrutural), podendo conduzir, em alguns casos, ao colapso global do material. Com base nessa afirmação, é interessante reforçar que apesar da rigidez ser maior em teores de umidade abaixo da ótima, essa superioridade pode ser apenas quimérica, já que quando em contato com a água, sua capacidade de resistir às deformações elásticas é drasticamente reduzida, o que, no geral, reflete em um desempenho inferior em campo.

Por fim, acredita-se que diante dos resultados apresentados, a relevância do estudo dos efeitos da variação de umidade de equilíbrio no comportamento resiliente dos materiais utilizados na pavimentação, principalmente no que tange aos solos tropicais, foi, de fato, comprovada. Além disso, sobressai das análises e discussões, a importância e a necessidade de sistemas de drenagem eficientes, assim como de cuidados redobrados acerca do acesso de água ao pavimento, a julgar pela considerável redução da rigidez dos solos frente ao umedecimento pós-compactação, enfatizada em diversos momentos ao longo do texto.

#### 4.9.4.3 Relação entre o módulo de resiliência, a umidade e a sucção

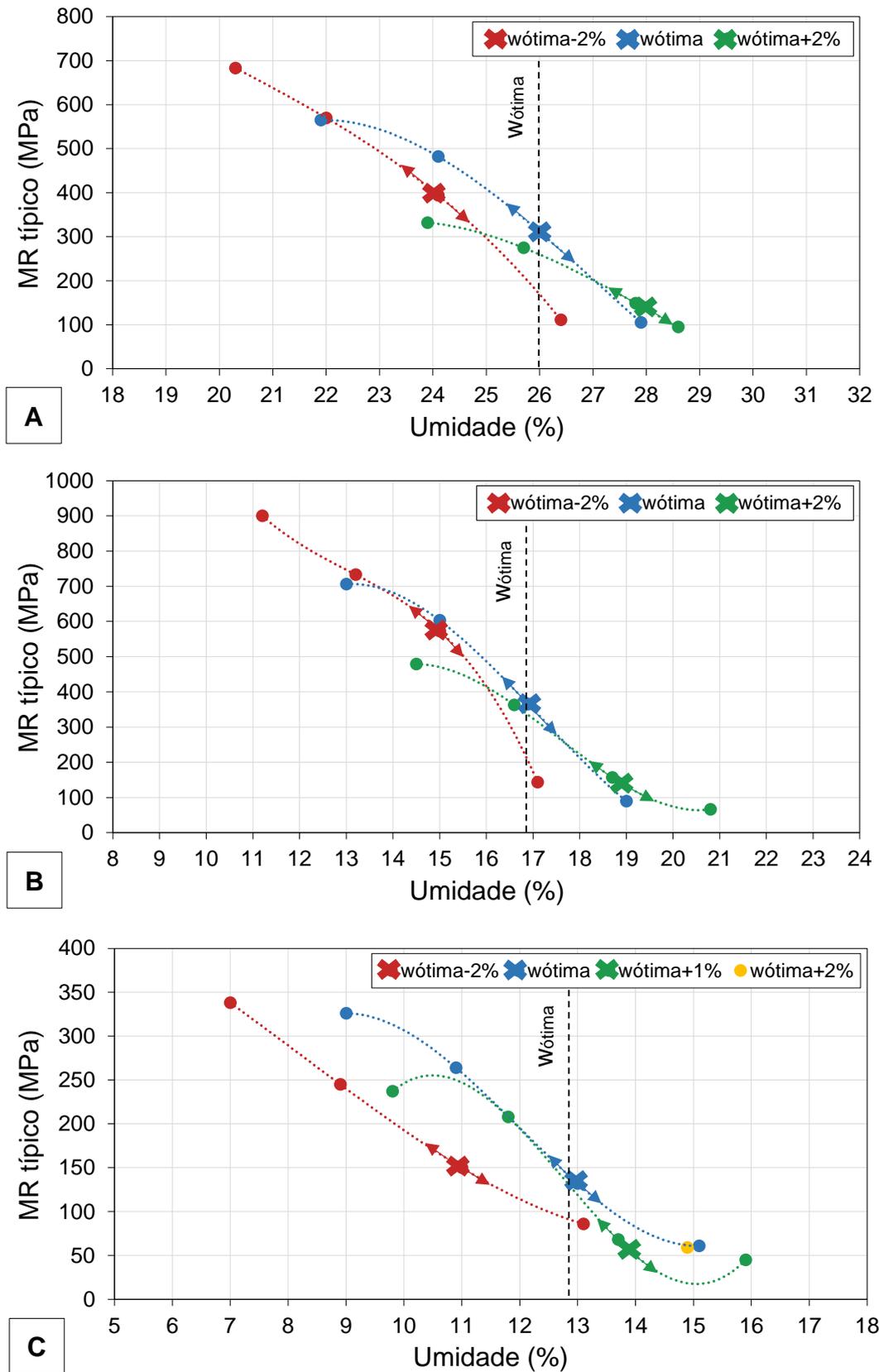
As análises apresentadas nos itens anteriores evidenciaram que a variação de umidade, seja ela de compactação ou de pós-compactação, apresenta significativa influência no comportamento resiliente dos solos em estudo. Além disso, constatou-se uma forte ligação entre a sucção, a umidade e o módulo de resiliência desses materiais.

Para visualizar melhor essas inter-relações, elaborou-se a Figura 4.30, composta de um conjunto de gráficos que ilustram a variação do módulo de resiliência típico em função da umidade, considerando todos os teores de umidade iniciais e trajetórias de umedecimento e secagem impostas nos solos dessa pesquisa. Além disso, construiu-se a Tabela 4.30, que apresenta o MR típico, a umidade, o grau de saturação e a sucção matricial para cada uma das condições avaliadas. Ressalta-se que as umidades retratadas correspondem à média dos três corpos de prova ensaiados por condição (Apêndice C<sub>1</sub>) e que as sucções matriciais foram extraídas das curvas características correspondentes às umidades iniciais de cada amostra, apresentadas anteriormente no item 4.6.2. Destaca-se ainda que em determinadas situações verificaram-se algumas incongruências nos valores de sucção auferidos, possivelmente associadas à presença do patamar intermediário em curvas características bimodais ou em decorrência do próprio ajuste matemático das SWCCs, que eventualmente podem acabar projetando esses valores. Todavia, tais discrepâncias não impactaram, de modo geral, nas análises apresentadas na sequência.

A primeira constatação que se pode extrair dos recursos apresentados é que quanto maior o teor de umidade, menor o módulo de resiliência dos solos. Essa tendência já vem sendo demonstrada ao longo das análises realizadas nesse item (4.9.4), ficando bastante evidente na forma de representação gráfica apresentada.

Outro paralelo que se pode fazer diz respeito à comparação entre os módulos de resiliência típicos obtidos para as amostras submetidas às variações de umidade e posteriormente ensaiadas em um mesmo teor. Para auxiliar nessas análises, os gráficos bidimensionais MR *versus* estado de tensões dos solos ensaiados em teores de umidade equivalentes são apresentados nos Apêndices C<sub>9</sub>, C<sub>10</sub> e C<sub>11</sub>.

Figura 4.30 – Variação do módulo de resiliência típico com o teor de umidade: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c).



Fonte: Autora.

Nota: As setas indicam as trajetórias pós-compactação e os pontos em X os teores de umidade iniciais.

Considerando-se inicialmente um teor de umidade de ensaio referente à umidade ótima de cada material, é possível observar uma tendência bastante clara quanto ao comportamento resiliente dos solos estudados: as amostras compactadas em teores diferentes do ótimo e posteriormente submetidas ao umedecimento ou secagem até atingir esse valor apresentam módulos resilientes inferiores, independentemente da trajetória de umidade pós-compactação sofrida. Em outras palavras, a rigidez dos três materiais é superior quando a compactação do solo é realizada diretamente no teor ótimo de compactação. Apesar disso, vale ressaltar que as amostras compactadas acima da umidade ótima e submetidas à secagem até o teor ótimo apresentaram módulos levemente inferiores, muito próximos à umidade de referência ( $W_{ótima}$ ), ao passo que as amostras compactadas abaixo da ótima e posteriormente umedecidas até atingir esse valor apresentaram módulos resilientes significativamente menores, cerca de 64%, 61% e 35% inferiores aos módulos obtidos para a umidade ótima de compactação dos solos CA, PE e SL, respectivamente. Isso mostra que para um dado teor de umidade, o MR é maior para um ciclo de secagem do que de umedecimento, fato também constatado por Khoury e Zaman (2004).

Para uma umidade de ensaio de aproximadamente 2% abaixo da umidade ótima, os maiores módulos de resiliência foram obtidos na condição em que se compactou o solo na umidade ótima e este sofreu secagem até atingir tal teor. Os valores de MR dos solos CA, PE e SL foram, respectivamente, 22%, 5% e 76% maiores quando comparados aos valores obtidos para o teor de umidade de referência ( $W_{ótima-2\%}$ ). Os menores módulos, por sua vez, foram observados para as amostras compactadas acima da ótima e submetidas à secagem até atingir  $W_{ótima-2\%}$ , salvo o solo SL, para o qual a menor rigidez foi verificada para a umidade de compactação abaixo da ótima, semelhante ao observado por Khoury e Zaman (2004).

Já para um teor de umidade de 2% acima da ótima, os maiores valores de MR foram constatados para as amostras compactadas diretamente nessa condição de umidade ( $W_{ótima+2\%}$ ). Somente o solo SL apresentou um comportamento distinto, cujo maior módulo resiliente foi observado para as amostras compactadas na umidade ótima e posteriormente umedecidas, análogo aos resultados obtidos por Gonçalves (1999). Esse comportamento fica mais evidente ao se analisar um teor de umidade de 13,9%, correspondente a 1% acima da umidade ótima, já que a compactação desse material na  $W_{ótima+2\%}$  resultou em um valor praticamente sobreposto ao da amostra umedecida (ponto destacado em amarelo), possivelmente devido ao  $GC < 98\%$ .

Tabela 4.30 – Relação entre o teor de umidade, grau de saturação, sucção matricial e módulo de resiliência típico dos solos em estudo

Solo	Umidade de ensaio (%)		Sr médio (%) <sup>1</sup>	Sucção (kPa)	MR típico <sup>2</sup> (MPa)	
	Wcompactação ± trajetórias	Média CPs <sup>1</sup>				
Solo CA	Wótima-2% -4%	24 → 20	20,3	81,3	5000	683
	Wótima-2% -2%	24 → 22	22,0	82,6	2900	570
	Wótima -4%	26 → 22	21,9	89,1	3200	565
	Wótima -2%	26 → 24	24,1	89,4	2100	482
	Wótima-2%	24	24,1	84,9	1200	394
	Wótima+2% -4%	28 → 24	23,9	94,4	925	332
	Wótima	26	26,0	91,5	335	311
	Wótima+2% -2%	28 → 26	25,7	95,5	690	275
	Wótima-2% +2%	24 → 26	26,4	90,2	270	111
	Wótima+2%	28	27,8	96,3	540	149
	Wótima +2%	26 → 28	27,9	95,8	40	105
	Wótima+2% +0,8%	28 → 28,8	28,6	100 *	1	95
Solo PE	Wótima-2% -4%	14,9 → 10,9	11,2	70,2	11.000	900
	Wótima-2% -2%	14,9 → 12,9	13,2	77,9	5000	733
	Wótima -4%	16,9 → 12,9	13,0	81,4	4850	706
	Wótima -2%	16,9 → 14,9	15,0	85,4	1600	603
	Wótima-2%	14,9	15,0	82,1	1500	573
	Wótima+2% -4%	18,9 → 14,9	14,5	89,4	1400	479
	Wótima	16,9	16,9	89,8	600	365
	Wótima+2% -2%	18,9 → 16,9	16,6	93,8	860	363
	Wótima-2% +2%	14,9 → 16,9	17,1	88,3	330	143
	Wótima+2%	18,9	18,7	96,2	575	157
	Wótima +2%	16,9 → 18,9	19,0	99,3	40	89
	Wótima+2% +2%	18,9 → 20,9	20,8	100 *	1	66
Solo SL	Wótima-2% -4%	10,9 → 6,9	7,0	49,5	2600	338
	Wótima -4%	12,9 → 8,9	9,0	64,6	1700	326
	Wótima-2% -2%	10,9 → 8,9	8,9	63,2	1500	245
	Wótima+1% -4%	13,9 → 9,9	9,8	71,5	1400	237
	Wótima -2%	12,9 → 10,9	10,9	77,4	1200	264
	Wótima-2%	10,9	11,0	74,1	900	150
	Wótima+1% -2%	13,9 → 11,9	11,8	84,4	985	208
	Wótima	12,9	13,0	89,9	560	132
	Wótima-2% +2%	10,9 → 12,9	13,1	88,0	350	86
	Wótima+1%	13,9	13,7	95,0	555	68
	Wótima +2%	12,9 → 14,9	15,1	99,2	85	61
	Wótima+1% +2%	13,9 → 15,9	15,9	100 *	1	45

Fonte: Autora.

Notas: <sup>1</sup> Média dos ensaios realizados em triplicata; <sup>2</sup> MR obtido para o par de tensões de  $\sigma_3 = 0,050$  MPa e  $\sigma_d = 0,100$  MPa; \* Saturação teórica (para a qual adotou-se uma sucção padrão de 1 kPa).

É possível constatar ainda que, para uma mesma variação de umidade de  $\pm 2\%$  a partir da umidade ótima, os efeitos da umidade pós-compactação são, no geral, mais significativos do que àqueles associados ao teor de umidade inicial. Verifica-se que o processo de secagem induz a valores de MR maiores do que àqueles obtidos por ocasião de compactação ( $W_{ótima-2\%}$ ). Esse comportamento foi identificado para todos os materiais, com destaque para o solo SL, cujo módulo de resiliência chega a ser 1,75 vezes maior quando obtido por essa trajetória. Já para um teor de umidade 2% acima da umidade ótima, o umedecimento pós-compactação se mostrou mais prejudicial à rigidez dos solos do que a compactação acima da ótima, pois resultou em módulos de resiliência inferiores. A única exceção, nesse caso, foi observada para o solo SL, que apresentou um comportamento oposto, sendo mais impactado pela umidade inicial.

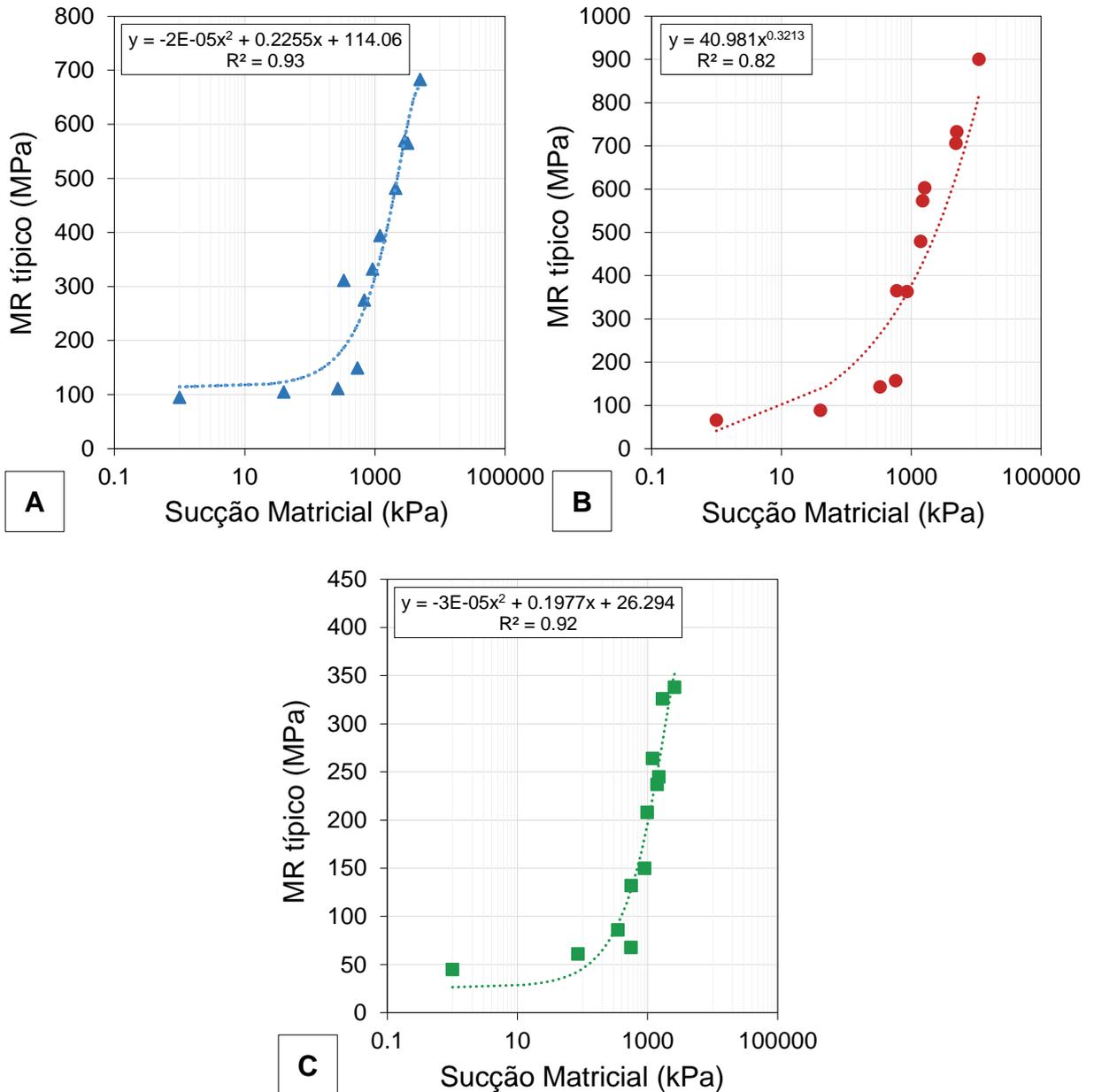
Em síntese, verifica-se que para uma mesma umidade de ensaio, a rigidez dos solos pode ser distinta, em função da umidade de compactação e das trajetórias pós-compactação sofridas. Esses resultados podem ser explicados com base na sucção, pois apesar de apresentarem o mesmo teor de umidade, suas sucções são diferentes, como pode ser observado na Tabela 4.30. Isso porque a sucção depende, além do teor de umidade, de outros fatores como granulometria, mineralogia e estrutura, que, como visto, interferem diretamente na curva característica dos solos, refletindo em comportamentos resilientes bastante distintos em face do umedecimento e/ou secagem. Com isso, pode-se inferir que o comportamento resiliente dos solos é melhor descrito pela sucção matricial do que pelo teor de umidade, consistente com o exposto por Edil e Motan (1979), Houry et al. (2003) e Zhang et al. (2018).

Sobre a relação entre essas duas variáveis, o conjunto de dados apresentados na Tabela 4.30 permite constatar que o módulo de resiliência tende a aumentar com o aumento da sucção matricial, semelhante ao observado anteriormente por Edil e Motan (1979), Gonçalves (1999), Houry et al. (2003), Ceratti et al. (2004), Sawangsuriya et al. (2009), Weber (2013), Salour et al. (2014), Abu-Farsakh et al. (2015), Zhang et al. (2018) e Freitas et al (2020). Os gráficos apresentados na Figura 4.31 ilustram essa relação.

Analisando essas representações, percebe-se uma boa correlação polinomial de 2° grau (quadrática) entre as variáveis MR típico e sucção matricial referentes aos solos CA e SL. Nesse caso, verifica-se um comportamento parecido com o observado por Edil e Motan (1979) e Ceratti et al. (2004), que descrevem um acréscimo do

módulo de resiliência com a sucção até certo ponto, onde a partir do qual o MR se torna constante ou reduz. Por outro lado, para o solo PE, o melhor ajuste pode ser atribuído a uma função potencial, para a qual verifica-se um acréscimo do MR com a sucção matricial, que se mantém crescente com o aumento desta variável, análogo ao constatado por Gonçalves (1999) e Abu-Farsakh et al. (2015) em suas pesquisas. Vale ressaltar que as mesmas relações foram observadas para o conjunto de módulos resilientes referentes a todos os estados de tensões avaliados.

Figura 4.31 – Relação entre a sucção matricial e o MR típico dos solos: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)



A partir dos resultados discutidos nesse item, conclui-se que a umidade ótima de compactação resulta nas melhores condições de rigidez frente às variações de umidade, de um modo geral. Em campo, deve-se dar preferência à compactação nesse teor ou a variações de umidade de compactação levemente aquém da ótima. O controle das variações de umidade pós-compactação também deve ser realizado, principalmente em condições onde o acréscimo de umidade é propenso a ocorrer. Isso porque o umedecimento mostrou-se, efetivamente, um fator externo nocivo para o módulo de resiliência dos solos dessa pesquisa, tendo em vista que na maior parte dos casos onde avaliou-se o ganho de umidade, verificou-se uma perda drástica de rigidez. Esse comportamento inclusive destaca outra importante constatação: os valores de rigidez dos solos dessa pesquisa foram mais impactados pela variação de umidade na fase de pós-construção dos pavimentos do que durante o processo de compactação.

Ademais, comprovou-se que a relação entre a rigidez dos solos e a umidade encontra-se fortemente associada à sucção. Na verdade, além de ser um parâmetro explicativo do comportamento dos solos parcialmente saturados, a sucção retrata às oscilações de rigidez em função do teor de umidade de uma forma muito mais adequada do que o próprio teor de umidade, pois contempla outros fatores intervenientes na deformabilidade elástica dos solos, devendo ser considerada na previsão da rigidez desses materiais.

#### *4.9.4.4 Previsão do módulo de resiliência considerando as variações de umidade e os efeitos da sucção*

As análises realizadas até aqui foram embasadas em sua grande maioria nos resultados da regressão do modelo composto. Isso porque esse foi o modelo que apresentou o melhor desempenho dentre as equações que relacionam o módulo de resiliência com o estado de tensões. Apesar dos coeficientes  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  terem evidenciado algumas mudanças no comportamento resiliente dos solos em estudo com o aumento ou redução do teor de umidade, o modelo composto não considera efetivamente os efeitos da sucção e da variação de umidade, seja ela de compactação ou de pós-compactação, na previsão da rigidez desses materiais. Como exposto ao longo do item 4.9.4, esses efeitos são evidentes e refletem no comportamento resiliente dos solos estudados, sendo a sucção matricial o parâmetro mais indicado

para representar a influência das variações de umidade na rigidez dos materiais utilizados na pavimentação.

Para complementar esses resultados e servir como ponto de partida para a incorporação dos efeitos da variação de umidade na previsão do MR, realizaram-se análises de correlação com o intuito de identificar a intensidade da relação entre os valores de MR e as variáveis associadas à umidade e ao estado de tensões. Diferentemente das análises anteriores em que avaliou-se a relação entre os módulos de resiliência e as variáveis de umidade a partir do MR típico, para essa análise foram considerados os resultados brutos dos ensaios em triplicata, para todos os estados de tensões avaliados. A Tabela 4.31 apresenta os coeficientes de correlação de Pearson e Spearman.

Tabela 4.31 – Resultados da análise de correlação entre os módulos de resiliência e as variáveis de umidade e tensão

Variáveis	Pearson (r)			Spearman ( $\rho$ )		
	Solo CA	Solo PE	Solo SL	Solo CA	Solo PE	Solo SL
$\sigma_3$ (MPa)	0,15	0,20	<u>0,09</u>	<u>0,09</u>	0,16	0,11
$\sigma_d$ (MPa)	<u>0,08</u>	0,12	<u>-0,01</u>	<u>0,00</u>	<u>0,08</u>	<u>-0,00</u>
$\theta$ (MPa)	0,12	0,17	<u>0,04</u>	<u>0,05</u>	0,13	<u>0,06</u>
Umidade (%)	-0,92	-0,91	-0,92	-0,90	-0,92	-0,94
S <sub>r</sub> (%)	-0,79	-0,88	-0,90	-0,83	-0,88	-0,90
Sucção (kPa)	0,89	0,79	0,92	0,93	0,94	0,95

Fonte: Autora.

Nota: Coeficientes de correlação sublinhados indicam que a relação não é estatisticamente significativa, considerando um nível de significância de 5%.

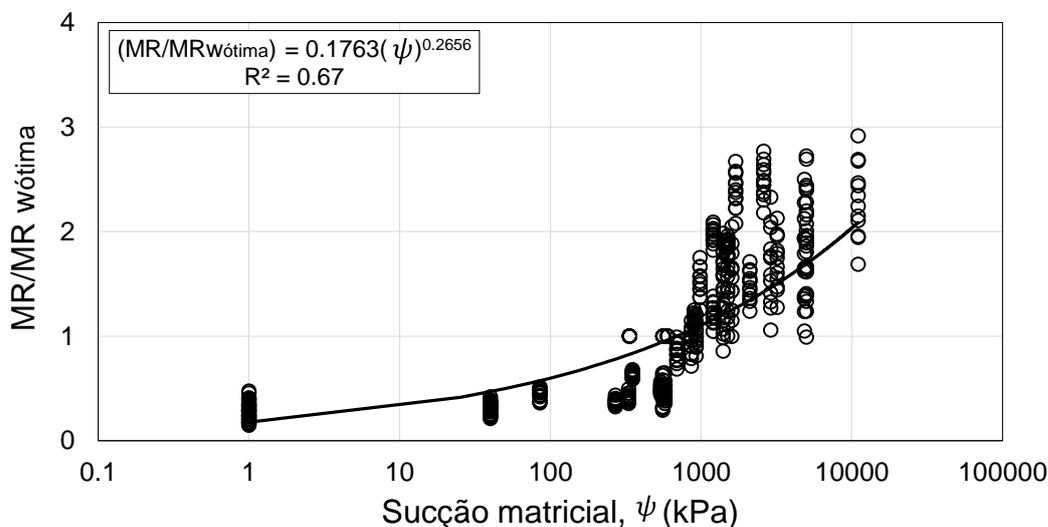
Analisando esses coeficientes, constata-se que as variáveis referentes ao estado de tensões não apresentaram fortes correlações com o MR (coeficientes < 0,50), sendo a tensão confinante a variável mais relevante dentre as analisadas. Isso provavelmente está relacionado ao maior número de amostras ensaiadas abaixo da umidade ótima, que como visto no item 4.9.1.2, tendem a sofrer uma maior influência dessa tensão. As variáveis associadas à umidade, por sua vez, apresentaram fortes correlações com os resultados de módulo de resiliência, mostrando-se mais significativas do que os efeitos associados às tensões desvio e confinante. A sucção apresentou a maior correlação com o módulo de resiliência, sendo essa relação não linear e positiva. Já o teor de umidade e o grau de saturação apresentaram

correlações não lineares negativas, indicando que quanto maior o teor de umidade ou o grau de saturação, menor o MR do material. No geral, essas relações mostraram-se compatíveis com as tendências observadas nas análises anteriores.

Os resultados da análise de correlação revelaram que além da sucção representar os efeitos das variações de umidade na rigidez dos solos de uma forma mais correta do que o teor de umidade, como visto no item 4.9.4.3, também é a variável com a maior intensidade de relação com o módulo de resiliência. Dentro desse contexto, algumas relações foram adotadas de modo a considerar os efeitos da sucção na previsão do módulo de resiliência dos solos estudados nessa pesquisa.

Inicialmente optou-se por relacionar a sucção com o módulo de resiliência por meio do MR normalizado ( $MR/MR_{wótima}$ ), semelhante ao realizado por Sawangsuriya et al. (2009). Isso porque essa é uma relação simples e amplamente utilizada, advinda da equação proposta pela NCHRP incorporada ao modelo climático integrado aprimorado do método de dimensionamento da AASHTO - MEPDG (Equação 15). A equação resultante permite determinar o módulo de resiliência em qualquer teor de umidade e sucção, desde que se tenha determinado previamente o comportamento resiliente dos solos no teor ótimo de compactação. O gráfico apresentado na Figura 4.32 foi construído incluindo todas as variações de umidade analisadas, tanto de compactação como de pós-compactação, assim como todos os níveis de tensões aplicados no ensaio de MR.

Figura 4.32 – Variação do MR normalizado em função da sucção matricial



Ao analisar essa representação gráfica, inicialmente verifica-se uma tendência semelhante àquela apresentada no item 4.9.4.3: quanto maior a sucção matricial, maior o módulo resiliente normalizado. Percebe-se ainda uma maior dispersão dos módulos normalizados para valores de sucção acima de 1000 kPa (baixos teores de umidade), possivelmente associada a uma maior influência do estado de tensões nessas condições. As variáveis estudadas apresentaram uma relação potencial entre si, destacando-se como a melhor dentre as analisadas, em virtude de seu maior coeficiente de determinação. Apesar disso, a regressão não se mostrou tão eficiente, a julgar pelo seu  $R^2 = 0,67$ , representativo de um ajuste regular dos dados observados.

Sob essa perspectiva, acredita-se que modelos mais complexos possam apresentar ajustes melhores e mais coerentes com os resultados obtidos. A Tabela 4.32 apresenta os coeficientes de determinação obtidos para alguns modelos testados, dentre os inúmeros apresentados na Tabela 2.6. A maioria desses modelos foi elaborado com base em solos de clima temperado e fundamentado no modelo de previsão da AASHTO, exceto pelos modelos propostos por Gonçalves (1999) e Freitas et al. (2020), que foram embasados em solos tropicais e cuja estrutura encontra-se mais próxima do modelo composto amplamente utilizado no Brasil.

Tabela 4.32 – Coeficientes de determinação ( $R^2$ ) dos modelos de previsão que consideram os efeitos da sucção

Modelo	Solo CA	Solo PE	Solo SL
	$R^2$	$R^2$	$R^2$
Yang et al. (2005)	0,18	0,31	0,72
Liang et al. (2008)	0,07	0,24	0,75
Khoury et al. (2009)	0,83	0,82	0,86
Abu-Farsakh et al. (2015)	-	-	0,67
Zhang et al. (2018)	0,90	0,87	0,89
Gonçalves (1999) *	0,86	0,86	0,86
Freitas et al. (2020) *	0,89	0,89	0,87

Fonte: Autora.

Notas: Os solos CA e PE apresentaram comportamento bimodal e por esse motivo não foram ajustados pela equação de Abu-Farsakh et al. (2015); \* Modelos propostos com base em solos tropicais.

Ao analisar os resultados da modelagem das equações internacionais, verifica-se que, de modo geral, o solo SL foi o material que apresentou as melhores regressões por meio desses modelos, com valores de  $R^2$  superiores a 0,67,

provavelmente por se tratar de um solo não laterítico. Os dados experimentais dos solos CA e PE, por sua vez, mostraram-se pouco ajustáveis por parte das equações. As exceções foram os modelos de Khoury et al. (2009) e Zhang et al. (2018), cujos coeficientes de determinação ultrapassaram 0,80 para todos os materiais, indicando desempenhos satisfatórios.

Em relação aos modelos nacionais, destaca-se que a equação proposta por Gonçalves (1999) foi modelada em sua forma original, cuja variável associada ao estado de tensão é a tensão desvio, mesmo tendo sido constatado nas análises de correlação, apresentadas na Tabela 4.31, que essa tensão não é, de fato, tão relevante para os solos e as condições avaliadas nessa pesquisa. Apesar disso, os coeficientes de determinação foram todos superiores a 0,85, indicando um bom ajuste dos dados observados. O modelo de Freitas et al. (2020), diferentemente do modelo de Gonçalves (1999), considera além da sucção, a diferença de umidade em relação ao teor ótimo e a variável de tensão que apresentou a maior correlação com os dados de MR, que nesse caso refere-se à tensão confinante. As regressões para esse modelo foram excelentes, com valores de  $R^2$  acima de 0,87, destacando-se os ajustes dos solos lateríticos CA e PE.

Apesar de considerar que ambos modelos indicam uma boa previsão do comportamento resiliente dos solos estudados, notou-se que, de modo geral, foram menos preditivos que o modelo de Zhang et al. (2018). A única exceção foi observada para o solo PE, devido a sua relação com o MR ser comprovadamente melhor descrita por uma função potencial (vide Figura 4.31). Nesse contexto, idealizou-se um modelo de previsão, apresentado na Equação 43, que alia a concepção do modelo composto com a incorporação dos efeitos da variação de umidade por meio da sucção do solo, a partir do comportamento resiliente dos três solos em estudo.

$$M_R = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\Delta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\psi}{p_a} + k_3\right)^{k_4} \quad (43)$$

Onde:

MR é o módulo de resiliência, em MPa;

$\Delta$  é a variável do estado de tensões com maior correlação com o MR, em kPa;

$p_a$  é a pressão atmosférica: 100 kPa;

$\psi$  é a sucção matricial do solo, em kPa;

$k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  e  $k_4$  são os parâmetros de regressão do modelo, sendo  $k_3 > 0$ . Por esse motivo recomendasse o uso da função ABS ( $k_3$ ) nas regressões realizadas no *software* *Statística 10.0*.

Essa equação foi elaborada com base nas expressões matemáticas propostas por Zhang et al. (2018) e Freitas et al. (2020). Inicialmente adotou-se a estrutura do modelo de Zhang et al. (2018), substituindo a tensão octaédrica e o invariante de tensões pelas tensões desvio e confinante. Como os efeitos das variáveis associadas ao estado de tensões não foram tão significativos, excluiu-se uma dessas variáveis e incorporou-se o termo proposto por Freitas et al. (2020), que se refere à variável do estado de tensões que tem a maior correlação com o módulo de resiliência. No termo equivalente à sucção, a constante 1 foi modificada pelo parâmetro  $k_3$ , baseado nos modelos de Gupta et al. (2007) e Khoury et al. (2009a).

A Tabela 4.33 apresenta os resultados das regressões obtidas para os três solos dessa pesquisa a partir dos modelos de Gonçalves (1999), Freitas et al. (2020) e o proposto nessa tese. Os gráficos tridimensionais resultantes da modelagem deste último encontram-se ilustrados na Figura 4.33. Para comparar o ajuste do modelo desenvolvido com o dos demais, além do  $R^2$  utilizou-se a raiz quadrada do erro médio (RMSE) e o critério de informação de Akaike (AIC), que mensura a qualidade de um modelo estatístico considerando o número de parâmetros de regressão.

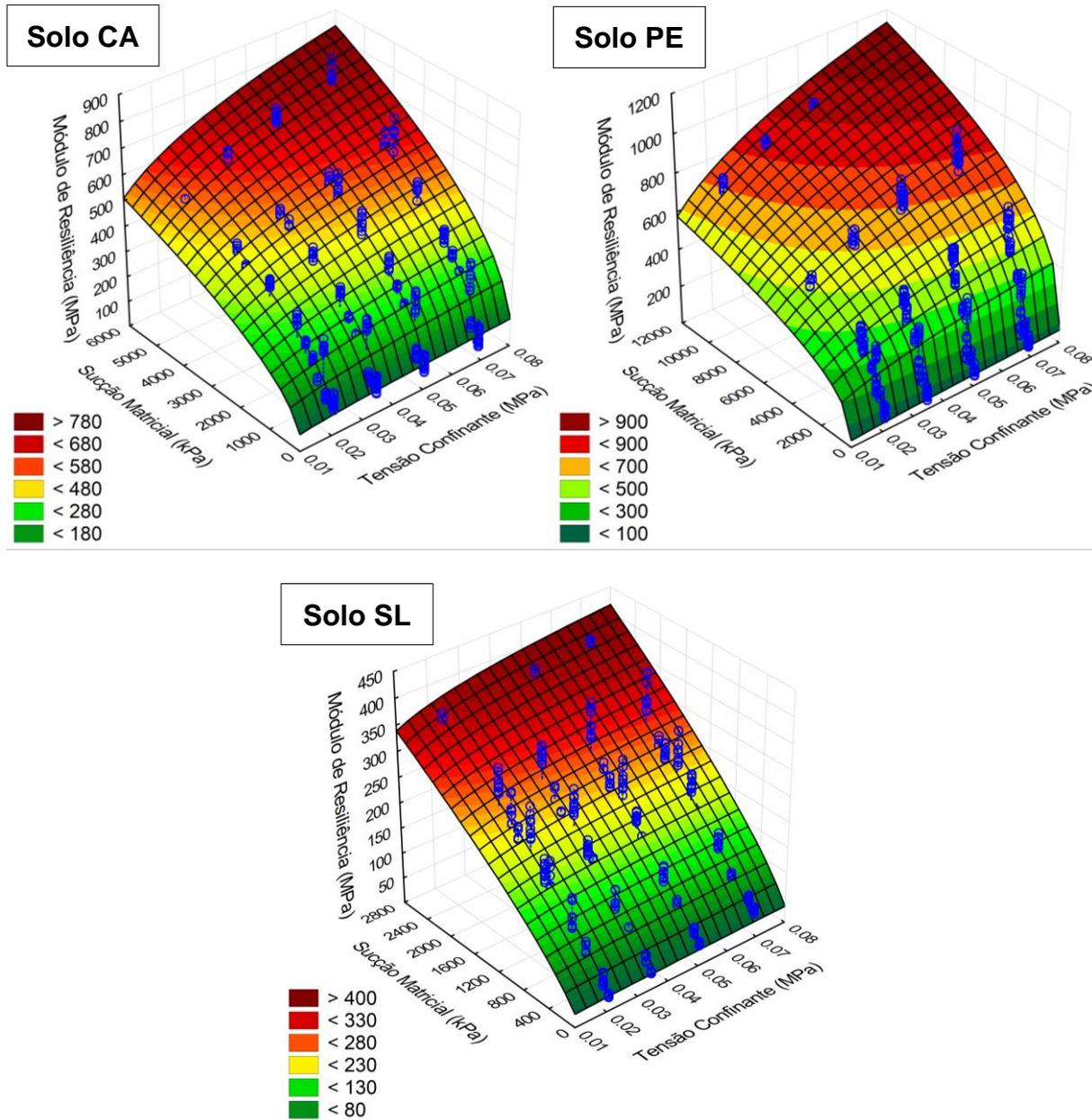
Tabela 4.33 – Resultados da análise de regressão dos modelos de Gonçalves (1999), Freitas et al. (2020) e o proposto nessa tese

Solo	Modelos	Parâmetros dos modelos *							
		$\Delta$	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$R^2$	RMSE	AIC
Solo CA	Gonçalves (1999)	-	10,71	0,123	0,419	-	0,86	69,27	3667,6
	Freitas et al. (2020)	$\sigma_3$	3,270	0,085	0,218	0,242	0,89	59,53	3538,7
	<b>Modelo proposto</b>	$\sigma_3$	<b>1,331</b>	<b>0,241</b>	<b>0,728</b>	<b>0,462</b>	<b>0,90</b>	<b>58,37</b>	<b>3521,7</b>
Solo PE	Gonçalves (1999)	-	15,29	0,172	0,356	-	0,86	95,96	3931,0
	Freitas et al. (2020)	$\sigma_3$	3,110	0,073	0,221	0,327	0,89	82,97	3807,9
	<b>Modelo proposto</b>	$\sigma_3$	<b>2,197</b>	<b>0,328</b>	<u><b>0,049</b></u>	<b>0,358</b>	<b>0,89</b>	<b>84,90</b>	<b>3827,6</b>
Solo SL	Gonçalves (1999)	-	1,970	<u>-0,023</u>	0,677	-	0,86	37,77	3143,6
	Freitas et al. (2020)	$\sigma_3$	-1,681	-0,072	0,971	0,099	0,87	36,38	3113,2
	<b>Modelo proposto</b>	$\sigma_3$	<b>0,361</b>	<b>0,099</b>	<b>0,884</b>	<b>0,733</b>	<b>0,89</b>	<b>35,34</b>	<b>3088,2</b>

Fonte: Autora.

Notas: \* Considerando MR em MPa e tensões e sucções em kPa; RMSE é a raiz quadrada do erro médio (MPa); AIC é o critério de informação de Akaike; Parâmetros do modelo sublinhados indicam variáveis que não são estatisticamente significantes, considerando um nível de significância de 5%.

Figura 4.33 – Gráficos tridimensionais resultantes da regressão do modelo proposto para os três solos em estudo



Fonte: Autora.

Verifica-se que o modelo oriundo dessa pesquisa apresentou os maiores coeficientes de determinação ( $R^2$ ), da ordem de 0,90, e os menores valores de RMSE e AIC, mostrando-se capaz de resultar em previsões de MR mais realistas, exceto pelo solo PE, cujo modelo de Freitas et al. (2020) parece ser tão adequado quanto, com um desempenho levemente superior.

A validação do modelo foi realizada com outros dois solos de clima temperado, provenientes dos estudos de Khoury et al. (2011) e Han e Vanapalli (2017). Vale

ressaltar novamente que foram encontradas dificuldades na aquisição de dados na literatura para realização dessa validação, principalmente a nível nacional. A Tabela 4.34 apresenta a variável de maior correlação com o MR, os parâmetros do modelo proposto e os coeficientes de determinação obtidos para cada um desses materiais.

De modo geral, o modelo mostrou-se bastante adequado, pois para os cinco solos modelados, três dessa tese e dois provenientes de outras pesquisas, os coeficientes de determinação foram superiores a 0,80, evidenciando alto potencial preditivo. Além disso, outras características importantes na qualidade da regressão, como a análise dos resíduos gerados, também mostraram-se satisfatórias. Os gráficos de probabilidade normal dos resíduos e as relações entre os dados previstos e os resíduos das regressões obtidos para os solos desse estudo e para os solos utilizados na validação do modelo são apresentados nos Apêndices C<sub>12</sub> e C<sub>13</sub>, respectivamente.

Tabela 4.34 – Parâmetros de regressão do modelo proposto para os solos adotados para a validação

Referência	$\Delta$	Parâmetros do modelo				
		$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$R^2$
Khoury et al. (2011)	$\sigma_3$	1,446	0,343	0,102	0,80	0,98
Han e Vanapalli (2017)	$\sigma_d$	0,185	-0,111	0,731	0,87	0,93

Fonte: Autora.

#### 4.9.5 Influência da granulometria, plasticidade e gênese dos solos

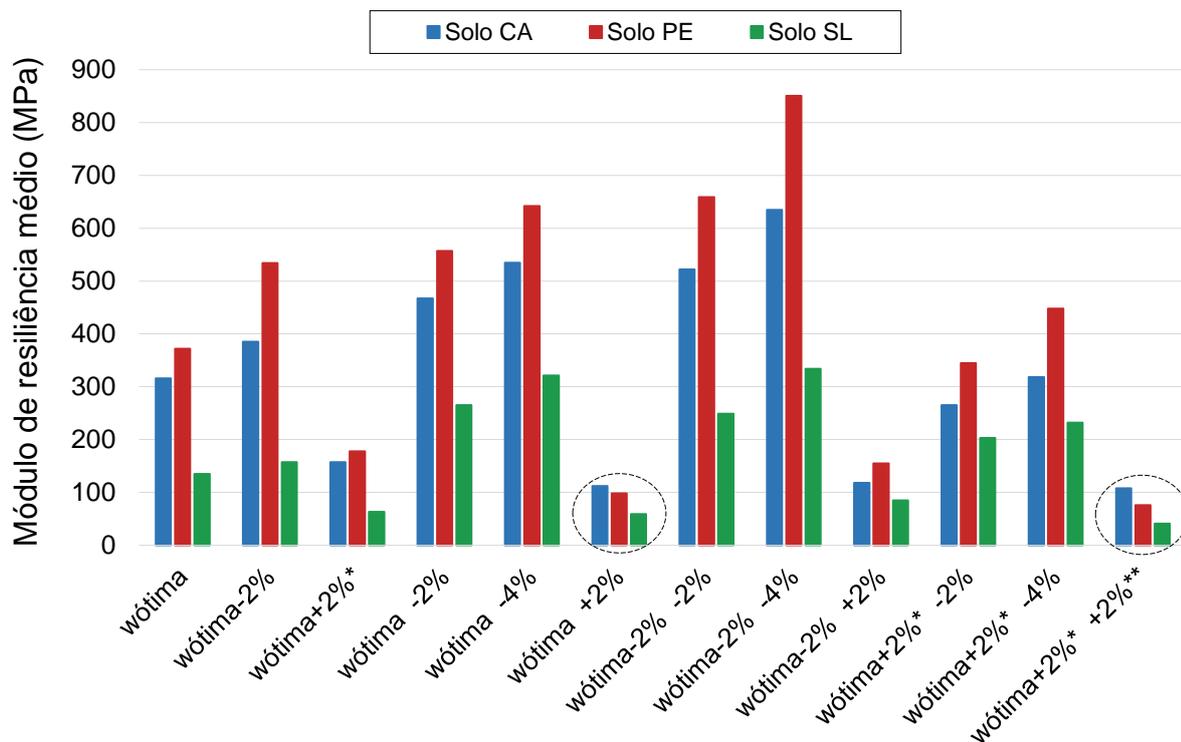
Nessa subseção são abordados os efeitos da granulometria, plasticidade e gênese dos solos nos módulos de resiliência obtidos. A Figura 4.34 apresenta uma comparação entre os módulos resilientes médios dos solos em estudo considerando cada um dos teores de umidade avaliados. O gráfico limitou-se somente às variações de umidade, tendo em vista que as demais variáveis (método e energia de compactação) não foram investigadas para todos os solos, somente em alguns casos específicos. Além disso, destaca-se que nesse item optou-se por apresentar os módulos médios ao invés dos módulos típicos, em virtude das correlações a serem realizadas com outros trabalhos da literatura.

No geral, os maiores módulos de resiliência foram obtidos para o solo PE, seguido do solo CA e do solo SL. Somente em duas situações, destacadas em

pontilhado no gráfico, o comportamento do solo CA se sobressaiu ao do solo PE, o que pode estar relacionado ao decréscimo acentuado da rigidez deste último frente ao umedecimento pós-compactação.

Ao associar a primeira constatação com os aspectos físicos, químicos e mineralógicos dos solos em estudo, verificaram-se algumas correlações. Os solos de natureza laterítica apresentaram os maiores valores de rigidez (solos CA e PE), comprovando seu comportamento mecânico superior. Aparentemente existe uma relação direta entre o comportamento resiliente dos solos e os seus respectivos índices de plasticidade, o que na prática não merece muita ênfase, pois o IP não é considerado um parâmetro apropriado para se entender o comportamento mecânico de solos tropicais. Ademais, notou-se ainda uma correlação entre os valores de MR e a quantidade de silte: quanto maior o teor de silte no solo, menor seu módulo resiliente.

Figura 4.34 – Comparação entre os módulos resilientes médios obtidos para os solos dessa pesquisa em diferentes umidades de ensaio



Fonte: Autora.

Notas: \* Para solo SL: wótima+1%; \*\* Para solo CA: wótima+2% +0,8%.

Buscou-se ainda relacionar a tendência observada com a classificação MCT dos solos, partindo-se do pressuposto de que solos com comportamento não laterítico

apresentam um desempenho inferior como materiais para pavimentos quando comparados com solos de comportamento laterítico, segundo Nogami e Villibor (1995). Para os solos dessa pesquisa, essa afirmação foi parcialmente corroborada. Isso porque o solo PE, classificado pela MCT como NG', apresentou os maiores valores de módulo de resiliência. Esse comportamento pode ser justificado, mais uma vez, por meio da classificação modificada proposta por Vertamatti (1988), que enquadra esse material na zona transicional (TG'). Por si só, tanto a natureza quanto o comportamento laterítico, ainda que transicional, já justificariam a rigidez superior desse material, entretanto, vale destacar que ele também apresentou uma granulometria favorável aos altos valores de MR, com expressiva porcentagem de fração arenosa e baixo teor de silte.

Dalla Roza et al. (2018), Gomes et al. (2018) e Lima (2020) também observaram bons comportamentos resilientes para solos de comportamento não laterítico argiloso (NG'). Os módulos de resiliência médios obtidos pelos autores variaram de 142 MPa a 654 MPa. O maior valor foi observado por Gomes et al. (2018), sendo considerado significativamente elevado para esse tipo de material. No geral, esses resultados demonstram que solos NG' podem apresentar ótimos desempenhos frente às deformações elásticas, além de certificar que o MR médio do solo PE na umidade ótima de compactação (372 MPa) encontra-se em conformidade com outros solos enquadrados na mesma classificação MCT.

Os valores de rigidez do solo CA também mostraram-se concordantes com sua classificação MCT. Solos de comportamento laterítico argiloso (LG'), como o solo CA, são bastante estudados na pavimentação, pois apresentam comportamentos satisfatórios, ficando atrás somente dos grupos LA' e LA, em termos de desempenho em campo. O solo dessa pesquisa apresentou um MR médio de 316 MPa na umidade ótima de compactação, condizente com os estudos de Zago (2016), Budny (2018) e Pascoal (2020), que verificaram módulos médios na faixa de 202 MPa a 389 MPa para solos LG' provenientes do estado do Rio Grande do Sul.

Os módulos resilientes inferiores do solo SL (NS') já eram esperados desde os primórdios de sua escolha como material de estudo, tendo em vista o seu material de origem. Como visto, esse material apresenta o predomínio de areia fina em sua composição, com presença marcante de silte, o que de antemão já desqualifica seu uso na pavimentação. Apesar disso, nessa pesquisa buscou-se detalhar seu comportamento e evidenciar condições em que seu uso fosse adequado. Na umidade

ótima, o MR médio desse material, da ordem de 135 MPa, coincide com outros trabalhos da literatura, como Gomes et al. (2018) e Lima (2020), que observaram valores médios de MR para solos de mesma classificação variando entre 61 MPa e 336 MPa. Nessa condição, o solo SL pode ser considerado adequado para uso em fundações de pavimentos. No entanto, vale ressaltar que apesar de ter uma pequena porcentagem de argila, esse material é pouco coesivo, sendo imprescindível garantir o seu adequado confinamento em campo para se obter tais características de rigidez.

As respostas resilientes dos solos frente às variações de umidade também apresentaram algumas correlações com as suas características físicas, químicas e mineralógicas. Como discutido anteriormente nos subitens 4.9.4.1 e 4.9.4.2, o solo PE foi o material que apresentou o maior ganho e a maior perda de rigidez com a variação da umidade de compactação, sendo ainda o material que apresentou a maior suscetibilidade à presença de água, resultando em reduções drásticas nos valores de módulo de resiliência quando umedecido. Em contrapartida, o solo SL foi o material menos impactado pelo umedecimento, à medida que com a secagem, destacou-se pela ganho considerável de rigidez.

Os resultados referentes às variações de umidade pós-compactação coincidiram com aqueles observados por Drumm et al. (1997) para solos com classificações AASHTO/TRB semelhantes às dos solos PE (A-7-6) e SL (A-6). Os autores verificaram que para os solos A-7-6 e A-7-5, que apresentaram os maiores valores de rigidez na umidade ótima, ocorreram as maiores reduções do MR com o aumento da umidade pós-compactação. Por outro lado, os solos A-4 e A-6, com menores valores de rigidez na umidade ótima, foram menos suscetíveis ao decréscimo do MR com o umedecimento.

Khoury et al. (2009b) afirmam que a magnitude do MR é função do tipo de solo, sendo solos mais argilosos mais suscetíveis às variações de umidade e consequentemente às mudanças de MR. Os autores ainda associam essa variação ao índice de plasticidade dos solos, de forma semelhante à Khoury e Zaman (2004) e Drumm et al. (1997): quanto maior o IP, maior a predisposição do material às mudanças de umidade. Ambos argumentos são de certa forma observados para os solos dessa pesquisa. Para as variações de umidade de compactação essas relações são comprovadas. Por outro lado, para as variações de umidade pós-compactação só é possível relacioná-las com as maiores perdas de rigidez ocasionadas pelo

umedecimento, crescentes na seguinte ordem: solo SL, solo CA e solo PE, sendo estes últimos os solos mais argilosos e com os maiores índices de plasticidade.

Segundo Kim e Kim (2007), o módulo de resiliência de solos lateríticos é altamente sensível às mudanças no teor de umidade e sucção matricial, o que também pode explicar a suscetibilidade do solo PE à perda de rigidez com o ganho de umidade. As particularidades das curvas características desses solos podem explicar esse comportamento. Nos solos lateríticos, as alterações de umidade próximos a umidade ótima resultam em modificações significativas na primeira zona de dessaturação, governada pelos macroporos. O comportamento mecânico dos solos lateríticos bimodais é amplamente controlada por variações nessa região, que é formada por agregações de argila e partículas do tamanho de silte, mantidas unidas por pontes de argila. Essas pontes de argila estão em uma condição metaestável, altamente sensíveis às mudanças no teor de umidade (PEREIRA et al., 2005; FREITAS et al., 2020). Essa justificativa, no entanto, não se aplica inteiramente ao solo SL, não laterítico (curva unimodal). Isso porque apesar desse material ter apresentado as menores variações de MR frente ao acréscimo de umidade, destacou-se pelo maior ganho de rigidez com a redução da sua sucção matricial.

Das análises realizadas no presente item, foi possível constatar que um material classificado como de comportamento laterítico não apresenta absolutamente um comportamento mecânico superior ao material não laterítico, sendo necessário a identificação das peculiaridades da natureza e da constituição do solo, conforme exposto por Gomes et al. (2018). O que se observa é que, de modo geral, um grupo pode apresentar uma ampla faixa de módulos resilientes, sendo que o que regula essa variação de rigidez é, aparentemente, a granulometria do material. Além disso, constata-se que um material com satisfatório comportamento resiliente na umidade ótima, pode vir a se tornar um solo problemático se compactado acima da umidade ótima ou submetido ao umedecimento pós-compactação, destacando-se novamente a importância do controle tecnológico durante a compactação e da construção de sistemas de drenagem eficientes.

#### 4.10 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

O comportamento dos solos frente à deformação permanente é apresentado nessa seção. Como exposto na metodologia desse trabalho, mais especificamente no

item 3.5.6, os ensaios de DP foram realizados em amostras compactadas na umidade ótima e acima desta (reproduzindo uma possível variação de umidade inicial em campo, mantendo-se o GC próximo de 100%) e em amostras compactadas nessas condições e submetidas ao umedecimento (simulando a variação de umidade de equilíbrio). Em todos os casos, os seis níveis de tensões aplicados foram os mesmos (vide Tabela 3.9), sendo conduzidos até 155.000 ciclos ou até a ausência de leitura por parte do transdutor de deslocamento (RDT), devido ao excesso de deformação permanente. O conjunto de dados referente à umidade e grau de compactação, grau de saturação inicial e final, umidade de ensaio e umidade após o ensaio de cada uma das amostras submetidas ao ensaio de DP encontra-se apresentado no Apêndice D<sub>1</sub>.

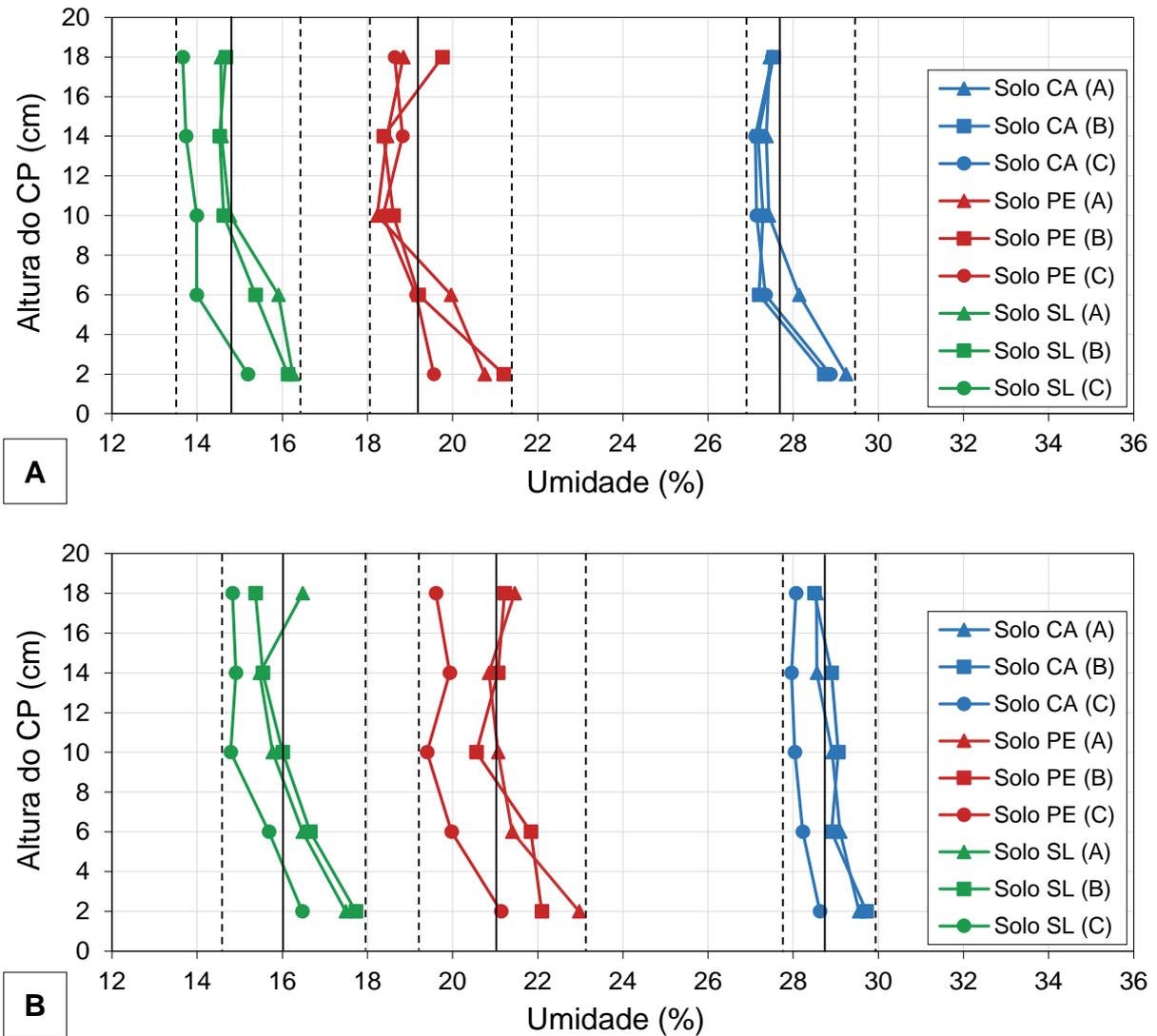
Para os corpos de prova submetidos ao umedecimento, fez-se necessário a verificação da dispersão de umidade amostral, de modo a atestar a homogeneidade do processo adotado e validar os resultados de DP obtidos nessas condições. Ao todo, 36 análises foram realizadas considerando os diferentes solos, estados de tensões e variações de umidade pós-compactação. Para simplificar, optou-se por apresentar somente o gradiente de umidade da amostra que apresentou a maior variação de umidade ao longo da sua altura, para cada material, nas duas condições de umedecimento simuladas. A Figura 4.35 ilustra as variações de umidade por toda a extensão das amostras.

Os máximos valores de gradientes de umidade são apresentados na Tabela 4.35, assim como os teores de umidade máximo, mínimo e médio obtidos para cada amostra. Cabe salientar que as umidades apresentadas, tanto na tabela como nas representações gráficas, são referentes ao momento anterior ao ensaio ( $W_{\text{ensaio}}$ ), obtidas por meio da diferença de massa do corpo de prova antes e após o procedimento completo (DP + MR após DP). Isso porque em algumas condições, como pode ser visto no Apêndice D<sub>1</sub>, a umidade obtida após o ensaio atingiu variações de até 2% em relação à  $W_{\text{ensaio}}$ , o que de fato já era esperado tendo em vista a longa duração do protocolo de DP (mínimo 21 horas). No item 4.10.4, que irá discorrer sobre a influência da deformação permanente no módulo de resiliência dos solos em estudo, os efeitos dessa perda de umidade durante o ensaio de deformação permanente serão discutidos com detalhes.

Analisando a figura e os dados da tabela de forma conjunta, constata-se que o solo CA apresentou as menores variações de umidade ao longo das amostras umedecidas e sujeitas aos ensaios de deformação permanente, ao passo que o solo

PE destacou-se por apresentar os maiores gradientes de umidade amostral. Verifica-se ainda que as amostras compactadas acima da umidade ótima e submetidas ao umedecimento apresentaram maiores dispersões de umidade, quando comparadas à  $W_{ótima} + 2\%$ , exceto pelo solo CA. Acredita-se que o comportamento singular desse material possa estar relacionado ao maior período de exposição ao umedecimento nessa condição, como mencionado na introdução do item 4.9, ocasionando essa maior uniformidade do teor de umidade ao longo do corpo de prova.

Figura 4.35 – Controle do gradiente do teor de umidade das amostras submetidas ao umedecimento:  $W_{ótima} + 2\%$  (a) e  $W_{ótima+2\%} + 2\%*$  (b)



Fonte: Autora.

Notas: \* Para o solo SL:  $W_{ótima+1\%} + 2\%$  e para o solo CA:  $W_{ótima+2\%} + 0,8\%$ ; (A) e (B) referem-se às laterais do corpo de prova; (C) remete à porção central da amostra.

Tabela 4.35 – Máximos valores de gradiente de umidade observados para as amostras submetidas às variações de umidade pós-compactação

Solo	Umidade de ensaio (%)				Máximo gradiente de umidade observado (%)	
	$W_{compactação} \pm$ trajetórias	Mín.	Máx.	Média		
Solo CA	$W_{ótima} +2\%$	26 → 28	27,1	29,2	27,7	2,13
	$W_{ótima+2\%} +0,8\%$	28 → 28,8	28,0	29,7	28,7	1,76
Solo PE	$W_{ótima} +2\%$	16,9 → 18,9	18,2	21,2	19,2	2,97
	$W_{ótima+2\%} +2\%$	18,9 → 20,9	19,4	23,0	21,0	3,57
Solo SL	$W_{ótima} +2\%$	12,9 → 14,9	13,7	16,3	14,8	2,59
	$W_{ótima+1\%} +2\%$	13,9 → 15,9	14,8	17,7	16,0	2,94

Fonte: Autora.

Observa-se ainda que, de modo geral, a porção central das amostras apresentou os menores teores de umidade, enquanto que as laterais e os extremos (topo e base) apresentaram-se mais úmidos, com destaque para a base dos corpos de prova. Como relatado, nessas condições de ensaio verificaram-se perdas intensas de umidade para todos os materiais, que ocorreram predominantemente pela base, o que explica as maiores umidades observadas nessa região.

Outro aspecto importante a ser discutido diz respeito aos máximos valores de gradiente de umidade observados. Na subseção 4.9.4.2.1 tratou-se sobre a análise da dispersão de umidade ao longo das amostras submetidas às trajetórias de umedecimento e secagem e posteriormente expostas aos ensaios de MR. Nesse item verificaram-se gradientes de umidade de até 3%, admitindo, com base nos estudos de Khoury e Zaman (2004), que valores inferiores a esse geram efeitos desprezíveis na rigidez dos solos.

Adotando esse mesmo valor como limite máximo para a dispersão de umidade amostral dos corpos de prova submetidos aos ensaios de deformação permanente, verifica-se que somente o solo PE compactado acima da umidade ótima e umedecido o excedeu. Apesar disso, o ensaio foi considerado válido, a julgar pela acentuada perda de umidade intrínseca ao período de duração do ensaio, que como comprovado, tende a escoar pela base, concentrando os maiores teores de umidade nessa região e gerando maiores gradientes de umidade na amostra. Acredita-se que no momento anterior ao ensaio esse gradiente de umidade tenha sido inferior a 3%, o que torna os efeitos da dispersão de umidade amostral nas características de deformação permanente dos solos em estudo praticamente insignificantes.

Isto posto, a discussão e análise dos resultados de deformação permanente são apresentados na sequência, na seguinte ordem: apresentação das deformações permanentes totais; ajuste matemático dos dados experimentais pelo modelo de previsão de Guimarães (2009), incluindo uma proposta de adaptação desse modelo com a inserção da sucção; pesquisa de ocorrência do *shakedown*; estudo dos efeitos da deformação permanente nos módulos de resiliência dos materiais; e avaliação da influência da granulometria, plasticidade e gênese dos solos nas suas características de deformação permanente.

#### **4.10.1 Deformação permanente acumulada**

As curvas de deformação permanente acumulada obtidas para todos os solos, estados de tensões e condições de umidade simuladas nesse trabalho encontram-se apresentadas nos Apêndices D<sub>2</sub>, D<sub>3</sub>, D<sub>4</sub> e D<sub>5</sub>, organizados de acordo com a umidade de ensaio: umidade ótima, compactado acima da umidade ótima, compactado na umidade ótima e umedecido e compactado acima da umidade ótima e umedecido, respectivamente.

A análise da evolução da deformação permanente ao longo dos ciclos de aplicação de carga, assim como os valores de deformação permanente final são discutidos na sequência, no subitem referente ao estudo dos efeitos da variação de umidade nas deformações plásticas dos solos em estudo. Posteriormente, aborda-se a relação entre a umidade, a sucção matricial e as deformações permanentes totais e, por fim, a influência das tensões desvio e confinante na resposta à deformação permanente desses materiais.

##### *4.10.1.1 Influência da variação de umidade*

A umidade constitui um dos principais fatores externos condicionantes do desempenho mecânico dos solos utilizados em pavimentação, e por esse motivo, os efeitos da sua variação nas características de deformação permanentes dos três solos estudados nessa pesquisa também foram avaliados.

A Figura 4.36 apresenta a influência da variação da umidade na relação entre as deformações permanentes acumuladas e o número de ciclos de aplicação de carga, considerando os resultados dos estados de tensões referentes aos ensaios (3)

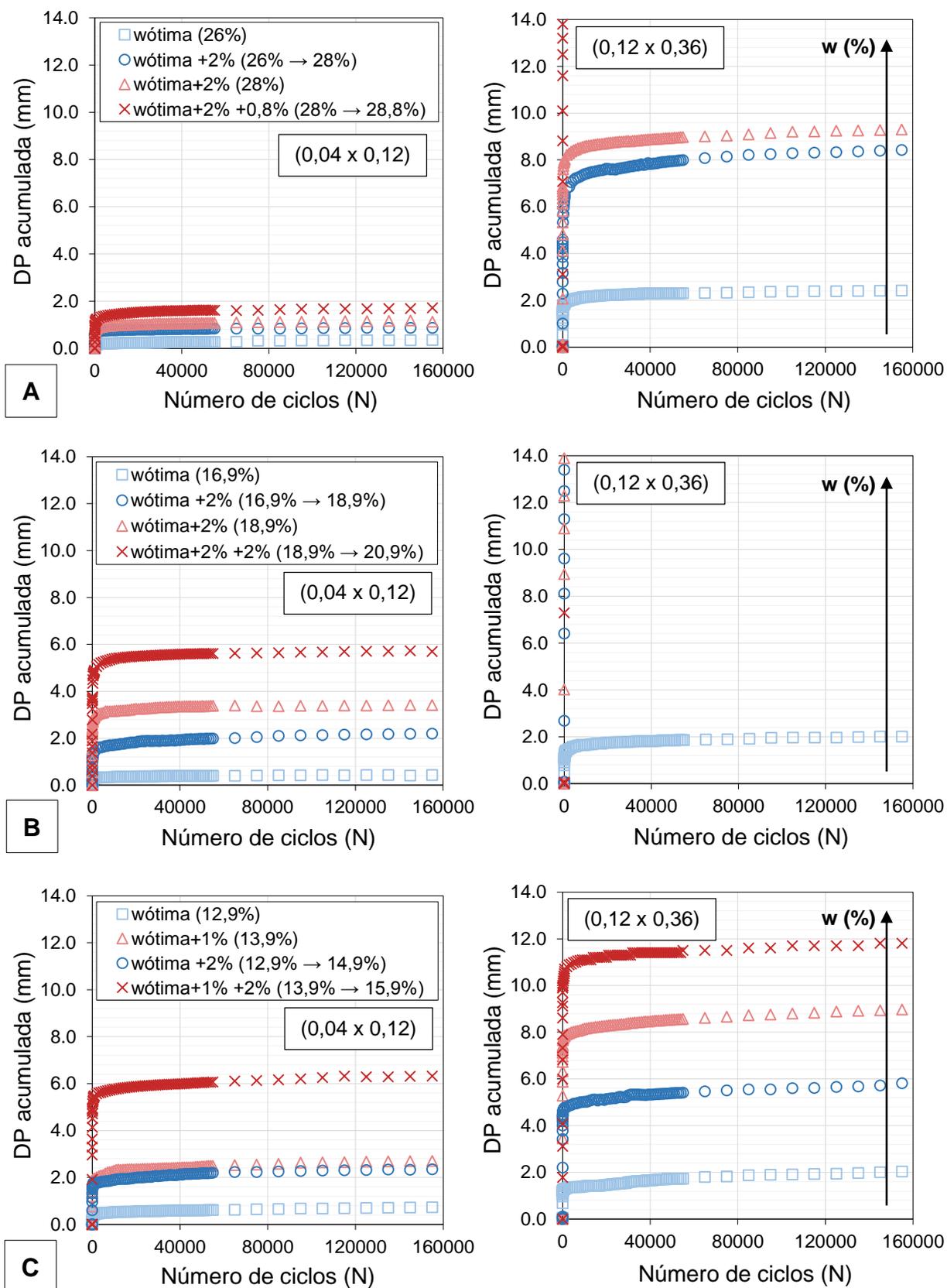
e (9), respectivamente 0,040 MPa x 0,120 MPa e 0,120 MPa x 0,360 MPa. Esses pares de tensões foram escolhidos por serem representativos de níveis de tensões passíveis de ocorrência em subleitos de pavimentos flexíveis e de pavimentos de baixo volume de tráfego. Destaca-se ainda que o limite do eixo das ordenadas foi padronizado em 14 mm, de modo a facilitar a comparação entre os diferentes materiais e teores de umidade.

Analisando os gráficos apresentados, constata-se que, no geral, as deformações permanentes aumentam com o aumento do teor de umidade, independentemente do estado de tensões analisado. Esse comportamento coincide com o exposto na literatura nacional e internacional (EDIL E MOTAN, 1979; BAYOMY E AL-SANAD, 1993; GUIMARÃES, 2001; GUIMARÃES, 2009; PUPPALA et al., 2009; JING et al., 2018; LIMA et al., 2019b), no que tange ao aumento das deformações permanentes com o aumento da umidade de compactação, apesar da maioria dessas pesquisas não considerar a densidade máxima constante adotada nesse estudo. Do mesmo modo, os resultados observados mostram-se coerentes com àqueles obtidos por Edil e Motan (1979), Guimarães (2009) e Salour e Erlingsson (2017), que verificaram um aumento das deformações plásticas com o acréscimo do teor de umidade pós-compactação. O estudo da tabatinga do Acre realizado por Guimarães (2009) merece destaque, pois trata-se da única literatura nacional encontrada que cita, a título exploratório, os efeitos do umedecimento nas deformações permanentes de um solo usualmente empregado na pavimentação.

Os comportamentos plásticos dos solos seguiram, de modo geral, uma mesma tendência inicial, com altas taxas de acréscimo de DP nos primeiros ciclos de carregamento, tanto maiores quanto maior o estado de tensões aplicado. Com o acréscimo do número de ciclos de carga, essas deformações permanentes tenderam, em alguns casos, a estabilização, em outros ao escoamento plástico, e ainda a situações que remetem ao colapso incremental do solo. O tipo de comportamento depende do solo, do estado de tensões e da condição de umidade avaliada.

Para baixos níveis de tensões, as deformações plásticas apresentaram tendência ao acomodamento em quase todas as condições de umidade analisadas, exceto pelo solo SL compactado acima de ótima e posteriormente umedecido, para o qual as deformações continuaram a aumentar a uma velocidade extremamente lenta. Por outro lado, as amostras submetidas aos níveis de tensões mais altos, apresentaram predisposições variadas, dependendo do teor de umidade de ensaio.

Figura 4.36 – Influência da variação de umidade na DP acumulada para os estados de tensões dos ensaios (3) e (9): solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)



Fonte: Autora.

Na grande maioria dos casos, verificou-se o escoamento plástico das deformações permanentes para os estados de tensões mais elevados. Na umidade ótima de compactação, esse comportamento mostrou-se aparentemente mais acentuado para o solo SL, o que pode estar relacionado ao predomínio de areia fina em sua composição, considerando-se os resultados similares obtidos por Guimarães (2009) e Dalla Roza (2018) para a areia fina de Campo Azul/MG e o material denominado Mont Serrat NM, respectivamente. Este último, inclusive, apresentou ainda a mesma classificação MCT, com comportamento não laterítico siltoso (NS').

Com o acréscimo da umidade, o solo SL manteve a tendência ao escoamento plástico, independentemente da forma de umedecimento. O solo PE, por outro lado, apresentou deformações plásticas excessivas quando ensaiado no par de tensões mais elevado (0,120 MPa x 0,360 MPa), impedindo a continuação dos ensaios e caracterizando o colapso incremental do solo nessas condições. O mesmo comportamento foi observado para o solo CA na condição de umidade mais crítica ensaiada ( $W_{ótima+2\%} +0,8\%$ ).

Para auxiliar nas análises comparativas, a Tabela 4.36 apresenta os valores das deformações permanentes acumuladas ao final de cada ensaio realizado, assim como as variações dessas deformações em relação aos teores de umidade de referência (umidades de compactação). Na mesma tabela apresentam-se ainda as deformações permanentes específicas totais -  $\varepsilon_p$  (%), que permitem calcular os valores de DP para qualquer espessura de subleito. Ressalta-se que na grande maioria dos casos, os valores apresentados são referentes a um total de 155.000 ciclos de aplicação de carga, sendo as exceções devidamente identificadas.

Ao analisar o comportamento global dos três solos estudados, verifica-se que, de modo geral, para os níveis de tensões iniciais, referentes aos ensaios (1), (3) e (4), o solo CA apresentou as menores deformações permanentes finais, ao passo que o solo SL mostrou-se o material mais deformável plasticamente. Esses comportamentos foram observados para todas as condições de umidade ensaiadas. Para os estados de tensões mais elevados, correspondentes aos ensaios (6), (8) e (9), os solos PE e CA destacaram-se respectivamente pelas menores e maiores deformações permanentes na umidade ótima de compactação. Em contrapartida, com o acréscimo do teor de umidade, o solo PE passou a ser o material mais deformável permanentemente, à medida que o solo CA destacou-se, na maior parte dos casos, pelas menores deformações permanentes acumuladas.

Tabela 4.36 – Síntese dos valores de deformação permanente acumulada obtidos ao final de cada ensaio

Solo	Ensaio	Condições de umidade de compactação e pós-compactação																				
		Estado de tensões					Wótima <sup>1</sup>				Wótima+2% <sup>*1</sup>				Wótima +2% <sup>1</sup>				Wótima+2% <sup>*</sup> +2% <sup>2</sup>			
		$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\frac{\sigma_d}{\sigma_3}$	$\varepsilon_p$ (mm)	$\varepsilon_p$ (%)	$\varepsilon_p$ (mm)	$\varepsilon_p$ (%)	$\Delta \varepsilon_p$ Wótima	$\varepsilon_p$ (mm)	$\varepsilon_p$ (%)	$\Delta \varepsilon_p$ Wótima	$\Delta \varepsilon_p$ Wótima+2%	Número de ciclos	$\varepsilon_p$ (mm)	$\varepsilon_p$ (%)	$\Delta \varepsilon_p$ Wótima	$\Delta \varepsilon_p$ Wótima+2%				
Solo CA	(1)	0,040	0,040	1	0,104	0,052	0,490	0,245	+371,2	0,254	0,126	+144,2	-48,2	155 mil	0,590	0,295	+467,3	+20,4				
	(3)	0,040	0,120	3	0,356	0,178	1,130	0,565	+217,4	0,868	0,431	+143,8	-23,2	155 mil	1,720	0,862	+383,1	+52,2				
	(4)	0,080	0,080	1	0,310	0,155	0,935	0,468	+201,6	0,675	0,336	+117,7	-27,8	155 mil	1,340	0,671	+332,3	+43,3				
	(6)	0,080	0,240	3	1,300	0,650	4,240	2,119	+226,2	2,570	1,279	+97,7	-39,4	155 mil	9,500	4,750	+630,8	+124,1				
	(8)	0,120	0,240	2	1,510	0,755	4,370	2,182	+189,4	2,420	1,203	+60,3	-44,6	155 mil	6,110	3,056	+304,6	+39,8				
	(9)	0,120	0,360	3	2,420	1,211	9,300	4,648	+284,3	8,420	4,197	+247,9	-9,5	400 **	18,30	9,136	+656,2	+96,8				
Solo PE	(1)	0,040	0,040	1	0,157	0,079	0,606	0,303	+286,0	0,410	0,204	+161,1	-32,3	155 mil	0,887	0,443	+465,0	+46,4				
	(3)	0,040	0,120	3	0,431	0,216	3,420	1,710	+693,5	2,200	1,094	+410,4	-35,7	155 mil	5,700	2,847	+1223	+66,7				
	(4)	0,080	0,080	1	0,200	0,100	1,230	0,615	+515,0	1,220	0,605	+510,0	-0,8	155 mil	2,950	1,473	+1375	+139,8				
	(6)	0,080	0,240	3	1,320	0,661	7,160	3,578	+442,4	9,160	4,532	+593,9	+27,9	100 **	<u>17,20</u>	8,587	+1203	+140,2				
	(8)	0,120	0,240	2	0,869	0,435	8,710	4,353	+902,3	7,610	3,780	+775,7	-12,6	100 **	<u>17,10</u>	8,541	+1868	+96,3				
	(9)	0,120	0,360	3	2,010	1,006	<u>17,90</u>	8,941	+790,5	<u>16,20</u>	8,036	+706,0	-9,5	20 **	17,50	8,737	+770,6	-2,2				
Solo SL	(1)	0,040	0,040	1	0,421	0,211	1,030	0,515	+144,7	0,564	0,281	+34,0	-45,2	155 mil	0,979	0,490	+132,5	-5,0				
	(3)	0,040	0,120	3	0,735	0,368	2,710	1,354	+268,7	2,350	1,167	+219,7	-13,3	155 mil	6,320	3,150	+759,9	+133,2				
	(4)	0,080	0,080	1	0,679	0,340	1,750	0,875	+157,7	1,620	0,807	+138,6	-7,4	155 mil	2,203	1,103	+224,4	+25,9				
	(6)	0,080	0,240	3	1,420	0,710	5,520	2,759	+288,7	5,040	2,501	+254,9	-8,7	155 mil	10,59	5,311	+645,8	+91,8				
	(8)	0,120	0,240	2	1,420	0,710	3,700	1,850	+160,6	3,310	1,645	+133,1	-10,5	155 mil	10,21	5,092	+619,0	+175,9				
	(9)	0,120	0,360	3	2,030	1,016	8,970	4,489	+341,9	5,810	2,893	+186,2	-35,2	155 mil	11,80	5,891	+481,3	+31,5				

Notas:  $\sigma_d/\sigma_3$  é a razão de tensões; <sup>1</sup> Ensaio submetido até 155.000 ciclos; \* Para solo SL: Wótima+1%; <sup>2</sup> Para solo CA: Wótima+2% +0,8%;  $\varepsilon_p$  é a deformação permanente acumulada final;  $\Delta \varepsilon_p$  é a variação, em %, da deformação permanente acumulada final em relação a uma condição de referência; Parâmetros sublinhados indicam amostras que suportaram os ensaios somente até 100 ciclos; \*\* Deformou excessivamente e não atingiu os 155.000 ciclos.

Como esperado, as maiores deformações permanentes acumuladas foram observadas para o par de tensões 0,120 MPa x 0,360 MPa. Para a umidade ótima de compactação, apesar do comportamento peculiar descrito para as tensões mais elevadas (escoamento plástico), as deformações permanentes totais obtidas para todos os solos dessa pesquisa não ultrapassaram 3 mm. Ao que tudo indica, os solos nessa condição não irão apresentar uma contribuição expressiva na formação de afundamentos de trilha de roda (ATR) em pavimentos de baixo volume de tráfego, cujas tensões atuantes encontram-se próximas às simuladas no ensaio (9). Apesar disso, mais importante do que a deformação permanente total observada é a ocorrência de sua estabilização ao longo das passagens de carga, a ser discutida com detalhes no item 4.10.3. Com o acréscimo de umidade, as deformações permanentes totais atingiram valores bastante significativos, superiores a 6 mm e em alguns casos ultrapassando 16 mm, indicando uma alta probabilidade de ocorrência de afundamentos nesse tipo de pavimento. O comportamento do solo PE merece destaque. Isso porque a alta suscetibilidade à deformação permanente desse material no estado de tensões citado permite inferir que há grandes chances do pavimento se tornar inoperante poucos ciclos após a abertura do tráfego, devido ao excesso de deformação plástica em sua fundação.

Analisando os resultados obtidos para o ensaio (3), cujo nível de tensões é mais coerente com o comumente observado no topo do subleito de pavimentos flexíveis convencionais, verificam-se deformações permanentes totais inferiores a 1,0 mm na umidade ótima de compactação, o que segundo Guimarães (2009), tornaria muito pequena a influência desses materiais em eventuais afundamentos no pavimento. Para a condição de umidade mais crítica simulada, observam-se deformações de 1,72 mm para o solo CA, 5,70 mm para o solo PE e 6,32 mm para o solo SL. Esses resultados revelam que, do ponto de vista do comportamento plástico, o solo CA pode ser considerado um excelente material para uso em subleitos rodoviários. Por outro lado, a possibilidade dos solos PE e SL contribuírem nos afundamentos de trilha de roda que possam vir a ocorrer nesse pavimento é elevada. Isso porque esses materiais ultrapassaram o limite de 5 mm definido pelo MeDiNa para materiais de subleito, sendo equivalentes a, respectivamente, 57% e 63% do ATR máximo de 10 mm permitido para vias de alto volume de tráfego (sistema arterial principal). Vale destacar ainda que a DP total observada para o solo PE compactado

acima da umidade ótima encontra-se muito próxima do limite estabelecido pelo novo método, alertando sobre o emprego desse solo também nessa condição.

Comparando as deformações permanentes finais obtidas para as amostras compactadas acima da umidade ótima com àquelas referentes ao teor ótimo de compactação, verificam-se acréscimos associados ao aumento da umidade inicial superiores a 140%, chegando a atingir em alguns casos aproximadamente 900%. O solo PE destacou-se por ser o material que apresentou as maiores variações de DP com o acréscimo do teor de umidade de compactação. Os demais materiais apresentaram comportamento semelhante, intercalando em termos de maior incremento nas deformações plásticas de acordo com o estado de tensões, com leve comportamento superior do solo CA.

De certa forma, essas constatações coincidem com o exposto por Lima et al. (2019b) sobre solos com comportamento laterítico serem mais suscetíveis à deformação permanente com o acréscimo de umidade de compactação. Isso porque o solo PE apesar de ser classificado como NG', apresenta comportamento transicional, com um desempenho mecânico mais próximo do laterítico argiloso (LG'), como certificado anteriormente para os resultados envolvendo sua rigidez. Apesar disso, cabe ressaltar que o solo SL, classificado como NS', foi compactado 1% acima da umidade ótima, ao passo que os demais foram compactados em um teor de 2% acima desse valor, o que também pode justificar as menores, ainda que ligeiramente inferiores, variações de DP desse material em relação à condição de referência.

Ao confrontar as deformações permanentes acumuladas das amostras compactadas na umidade ótima e posteriormente umedecidas com àquelas obtidas na umidade ótima de compactação, verificam-se, no geral, acréscimos em sua grande maioria superiores a 100%. Nessa condição, o solo CA foi o material menos impactado pelo umedecimento, ao passo que para o solo PE essas variações na DP chegaram à aproximadamente 800%, dependendo do estado de tensões analisado.

Os acréscimos resultantes do umedecimento pós-compactação para as amostras compactadas acima da ótima ( $W_{ótima}+2\%$ ), por sua vez, não foram tão acentuados, sendo em dois casos específicos verificadas reduções nas deformações permanentes totais. Para o solo PE essa incongruência pode ser explicada pela imprecisão na leitura do RDT devido às excessivas deformações plásticas. Já para o solo SL essa discordância parece estar associada ao protocolo de preparação das amostras, o que será discutido com detalhes adiante. Nesse caso, as menores

variações foram observadas para o solo SL, à medida que os expressivos acréscimos de DP comprovaram, mais uma vez, a vulnerabilidade do solo PE à presença de água.

Diferentemente da tendência observada entre o acréscimo de DP e a variação de umidade de compactação, em relação à umidade pós-compactação não observou-se um padrão claro de comportamento, ou uma possível associação com a classificação MCT, somente uma certa dependência do teor de umidade inicial. A única constatação que pode ser feita é de que o solo PE é, de fato, bastante suscetível ao acúmulo de deformação permanente diante do umedecimento pós-compactação.

Para evidenciar quão crítica é a variação de umidade em termos de comportamento plástico, comparou-se ainda os resultados de DP das amostras compactadas acima da umidade ótima e submetidas ao umedecimento com a umidade ótima de compactação, tida como umidade de referência para compactação em campo. Como esperado, os acréscimos na deformação permanente foram consideravelmente elevados, chegando, em alguns casos, à marca de 1900%, demonstrando a drástica diferença de comportamento mecânico de um mesmo material em diferentes condições de umidade de compactação e pós-compactação.

Os resultados apresentados permitem constatar ainda que para uma mesma variação de umidade de +2% a partir da umidade ótima, a compactação acima desse teor produz maiores deformações permanentes nos solos do que o umedecimento pós-compactação. A priori, esperava-se um comportamento oposto, tendo em vista os resultados observados para os módulos de resiliência, que indicaram uma menor rigidez dos solos compactados na umidade ótima e posteriormente umedecidos. Nesse sentido, acredita-se que o protocolo de preparação das amostras umedecidas possa ter interferido nos resultados de deformação permanente. Após o umedecimento, os corpos de prova passaram por um período mínimo de homogeneização de 7 dias para garantir a uniformidade da sua umidade amostral. Isso pode ter gerado um acomodamento prévio dos corpos de prova, já que usualmente as amostras são ensaiadas logo após a compactação. Há de se considerar ainda, que dependendo do material, o processo de umedecimento pode ser demorado. No caso dos solos dessa pesquisa, o solo SL atingia a umidade requerida em um único turno, à medida que o solo CA chegava a demorar até 3 dias para o umedecimento completo.

Apesar de se reconhecer a importância de um estudo mais aprofundado acerca dessa questão, em decorrência do tempo e da falta de material, não foi possível

realizar ensaios que eliminassem o período de homogeneização para corroborar ou contestar os resultados obtidos. Assim, sugere-se que essa investigação seja realizada em trabalhos futuros.

Diante do exposto, comprova-se que o acréscimo do teor de umidade é bastante nocivo ao comportamento plástico dos solos utilizados na pavimentação, destacando-se à suscetibilidade ao acúmulo de deformação permanente do solo PE estudado nessa pesquisa. Ao que tudo indica, a umidade de compactação é mais prejudicial às deformações permanentes dos solos do que o umedecimento pós-compactação, embora seja necessária uma maior investigação, conforme relatado. Apesar disso, as discussões acerca dos efeitos negativos do umedecimento pós-compactação mostraram-se, de fato, importantes, sobretudo à nível nacional. Isso porque, apesar de não serem propensos à saturação, como em regiões de clima temperado, acometidas pelo degelo sazonal, os solos tropicais que compõem as estruturas de pavimentos brasileiros encontram-se suscetíveis ao acesso de água por outros meios (vide Figura 2.14) e conseqüentemente à perda da capacidade de resistir às deformações permanentes resultantes do carregamento dinâmico. Além disso, no Brasil, não há, ao menos na literatura consultada, estudos dedicados especificamente a esse assunto, o que torna os resultados apresentados relevantes, sendo essa uma das principais contribuições dessa pesquisa.

#### *4.10.1.2 Relação entre a deformação permanente, a umidade e a sucção*

Como visto, a umidade mostrou-se um fator bastante relevante no comportamento plástico dos solos dessa pesquisa. Dependendo do material, as variações de umidade resultaram em acréscimos expressivos nas suas deformações permanentes, podendo vir a contribuir para a ocorrência de afundamentos plásticos no pavimento.

De modo geral, o comportamento mecânico observado pode ser relacionado à redução da sucção matricial do solo devido ao acréscimo do teor de umidade. Os efeitos são os mesmos apresentados nas análises anteriores: com o aumento do teor de umidade inicial, o arranjo das partículas é modificado ao mesmo tempo que a fase ar se torna oclusa, resultando em um decréscimo na sucção e conseqüentemente em um aumento das deformações plásticas do solo. Da mesma forma, com o acréscimo

da umidade pós-compactação, verifica-se uma redução na capilaridade e, portanto, na sucção dos solos, ocasionando em maiores deformações permanentes totais.

A Tabela 4.37 apresenta a relação entre a umidade, a sucção matricial e a deformação permanente total dos solos obtida ao final do ensaio (3), escolhido apenas para fins de comparação. Para elucidar essas relações de forma mais clara, elaborou-se ainda a Figura 4.37. Ressalta-se que os valores associados às variáveis de umidade (teor de umidade, grau de saturação e sucção) referem-se à média dos seis corpos de prova ensaiados por condição e que, mais uma vez, as sucções estimadas para o solo CA na umidade ótima foram influenciadas pelo patamar característico presente em sua SWCC, o que justifica o valor discrepante apresentado. Outro aspecto que merece ser mencionado corresponde às linhas de tendências apresentadas nos gráficos. Optou-se por não retratar a função de melhor ajuste, tendo em vista que cada solo e estado de tensões apresentou um ajuste distinto, devido ao acréscimo dos níveis de tensões atuantes.

Tabela 4.37 – Relação entre o teor de umidade, grau de saturação, sucção matricial e deformação permanente final dos solos em estudo

Solo	Umidade de ensaio		S <sub>r</sub> médio (%)	Sucção (kPa)	ε <sub>p</sub> (mm) <sup>1</sup>	
	W <sub>compactação</sub> ± trajetórias	Média CPs				
Solo CA	W <sub>ótima</sub>	26	26	92,8	152	0,356
	W <sub>ótima+2%</sub>	28	27,9	96,1	570	1,130
	W <sub>ótima +2%</sub>	26 → 28	27,9	96,8	25	0,868
	W <sub>ótima+2% +0,8%</sub>	28 → 28,8	28,8	100 *	1	1,820
Solo PE	W <sub>ótima</sub>	16,9	16,9	90,2	565	0,431
	W <sub>ótima+2%</sub>	18,9	18,9	96,3	560	3,420
	W <sub>ótima +2%</sub>	16,9 → 18,9	19,1	99,7	10	2,200
	W <sub>ótima+2% +2%</sub>	18,9 → 20,9	21,0	100 *	1	5,700
Solo SL	W <sub>ótima</sub>	12,9	12,8	88,9	600	0,735
	W <sub>ótima+1%</sub>	13,9	13,8	94,4	589	2,710
	W <sub>ótima +2%</sub>	12,9 → 14,9	14,9	99,0	97	2,350
	W <sub>ótima+1% +2%</sub>	13,9 → 15,9	16,0	100 *	1	6,320

Fonte: Autora.

Notas: <sup>1</sup> Deformação permanente acumulada referente ao par de tensões de  $\sigma_3 = 0,040$  MPa e  $\sigma_d = 0,120$  MPa; \* Saturação teórica (para a qual adotou-se uma sucção padrão de 1 kPa).

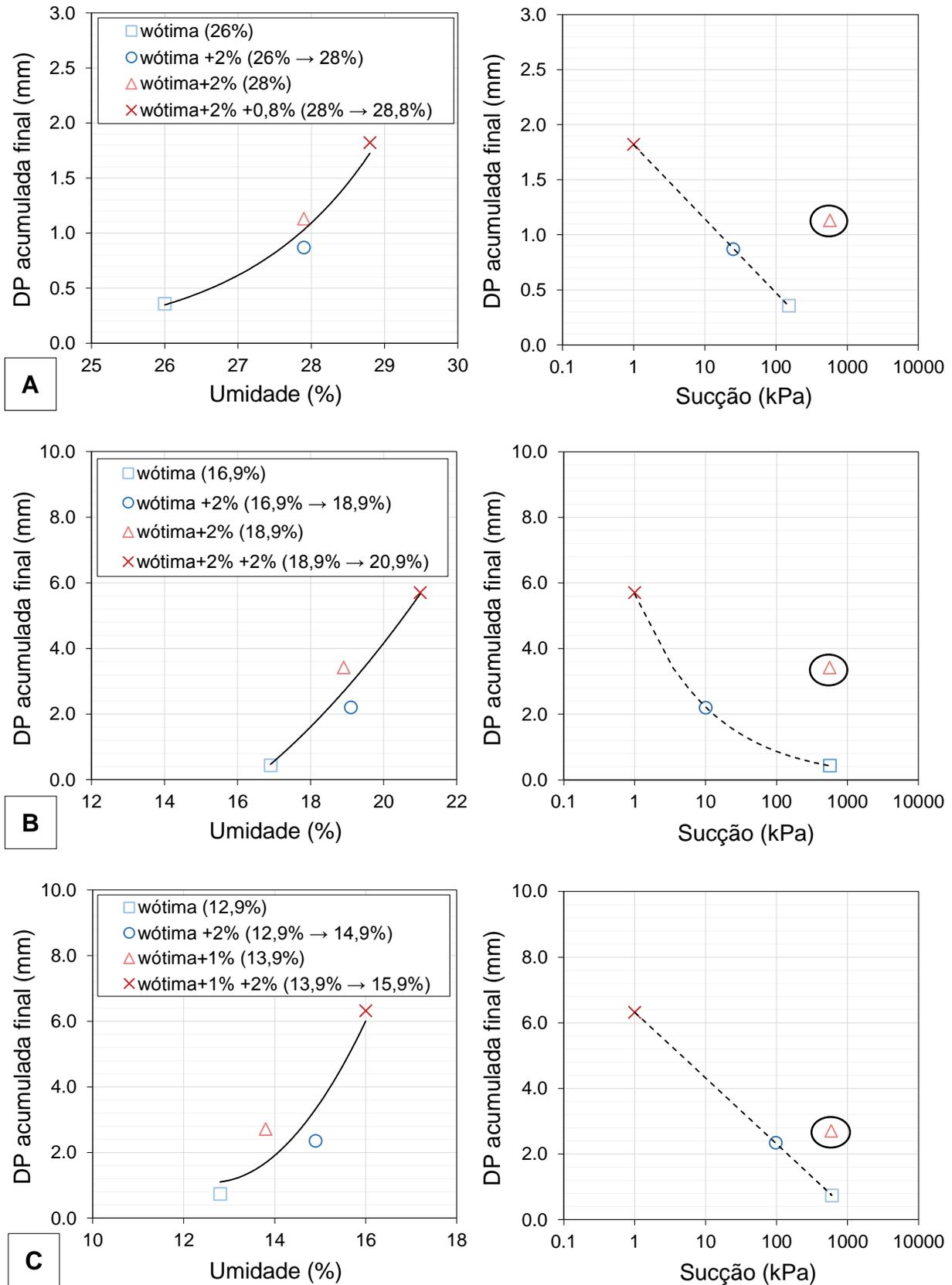
Analisando os dados da tabela e a representação gráfica apresentada, verifica-se que com o aumento do teor de umidade ocorreu o acréscimo da DP final,

comprovando os resultados obtidos anteriormente. Para uma mesma umidade, cerca de 2% acima da umidade ótima, constatam-se dois resultados diferentes de deformação permanente, um deles referente à variação de umidade de compactação e o outro associado à oscilação da umidade pós-compactação. Apesar de apresentarem o mesmo teor de umidade, suas sucções matriciais são distintas, o que, na teoria, pode explicar a diferença plástica observada. Por esse motivo, ressalta-se novamente que a sucção é o parâmetro mais indicado na previsão da deformabilidade de solos submetidos às variações de umidade, pois como já abordado no item 4.9.4.3, considera além da umidade, outros fatores de influência no comportamento mecânico dos solos não saturados.

Observando a relação entre a deformação permanente final e a sucção, percebe-se que, de modo geral, com o aumento da sucção, há uma maior resistência à ocorrência das deformações plásticas. Esse comportamento é concordante com os estudos de Zhou e Ng (2016), Salour e Erlingsson (2017) e Jing et al. (2018). Apesar disso, constatam-se pontos discrepantes, destacados por círculos nos gráficos, referentes às amostras compactadas acima da umidade ótima. Essa dispersão corrobora o exposto no item 4.10.1.1, no que se refere à expectativa por maiores deformações permanentes decorrentes das variações de umidade pós-compactação. Isso porque sem a deformação prévia associada ao protocolo de preparação das amostras adotado nessa pesquisa (7 dias de homogeneização), possivelmente as deformações das amostras umedecidas seriam superiores e não haveriam pontos dispersos na representação gráfica DP *versus* sucção. Diante disso, reforça-se a necessidade de uma investigação mais detalhada sobre o assunto, que possa vir a gerar no futuro um protocolo padrão de ensaio que também inclua amostras submetidas às trajetórias pós-compactação.

Para complementar o estudo da relação entre a DP e as variáveis de umidade, realizaram-se análises de correlação baseadas no coeficiente linear de Pearson com a finalidade de avaliar a intensidade da relação entre as deformações permanentes acumuladas e o teor de umidade, o grau de saturação e a sucção matricial do solo. Essas análises foram realizadas de forma individual para cada um dos solos estudados e em cada um dos estados de tensões avaliados, desconsiderando os resultados do ensaio de DP das amostras compactadas acima da umidade ótima, devido à dispersão já discutida. A Tabela 4.38 apresenta os coeficientes de correlação obtidos.

Figura 4.37 – Relação entre as DPs finais e as variáveis umidade e sucção para o estado de tensões do ensaio (3): solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)



Fonte: Autora.

Tabela 4.38 – Resultados da análise de correlação de Pearson entre as deformações plásticas acumuladas dos solos e as variáveis associadas à umidade \*

Solo	Variáveis	Coeficientes de correlação (r) para cada ensaio de DP					
		(1)	(3)	(4)	(6)	(8)	(9)
Solo CA	Umidade (%) <sup>1</sup>	0,78	0,84	0,82	0,69	0,71	0,74
	Sr (%)	0,76	0,86	0,81	0,80	0,79	0,72
	Sucção (kPa)	-0,67	-0,80	-0,72	-0,67	-0,64	-0,74
Solo PE	Umidade (%) <sup>1</sup>	0,76	0,86	0,86	0,80	0,82	0,54
	Sr (%)	0,61	0,66	0,73	0,81	0,81	0,62
	Sucção (kPa)	-0,61	-0,66	-0,71	-0,81	-0,81	-0,62
Solo SL	Umidade (%) <sup>1</sup>	0,60	0,85	0,79	0,89	0,78	0,86
	Sr (%)	0,43	0,69	0,78	0,76	0,62	0,80
	Sucção (kPa)	-0,43	-0,72	-0,79	-0,79	-0,62	-0,84

Fonte: Autora.

Notas: \* Os resultados apresentados não consideram os dados referentes às amostras compactadas acima da umidade ótima; <sup>1</sup> Equivalente à diferença  $w - w_{opt}$  (%), sendo  $w$  a umidade de ensaio e  $w_{opt}$  a umidade ótima de compactação.

Analisando esses coeficientes, constata-se que a intensidade da correlação depende do nível de tensões aplicado, sendo os menores (ensaio 1) e os maiores estados de tensões (ensaio 9) àqueles que apresentaram as menores correlações. Verifica-se ainda que a umidade apresentou o maior grau de correlação com a DP e que as relações, expressas pelos sinais (+) e (-), encontram-se em conformidade com as tendências apresentadas anteriormente. No geral, as variáveis relacionadas à umidade, com destaque para a sucção, apresentaram um bom nível de associação com os resultados de DP, apresentando poucos casos com coeficientes inferiores a 0,60, indicativos de fracas correlações.

Com base no exposto ao longo desse trabalho, comprovou-se que a sucção é, de fato, um parâmetro importante na compreensão do comportamento mecânico dos solos não saturados. Além de ser um parâmetro explicativo desse comportamento, reflete de uma forma muito mais correta os efeitos da variação de umidade na deformabilidade desses materiais. Contudo, à nível nacional, as pesquisas concentram-se em avaliar somente a relação entre a sucção e a rigidez dos materiais que compõem a estrutura do pavimento. Nesse sentido, acredita-se que o principal objetivo dessa pesquisa tenha sido atingido ao se ter demonstrado a influência da sucção na deformação permanente de três solos tropicais típicos de subleitos rodoviários. No entanto, como exposto, ainda existem algumas lacunas a serem

preenchidas acerca da relação entre a DP e a sucção, revelando a necessidade de ampliação dos estudos voltados a esse tema.

#### 4.10.1.3 *Influência das tensões desvio e confinante*

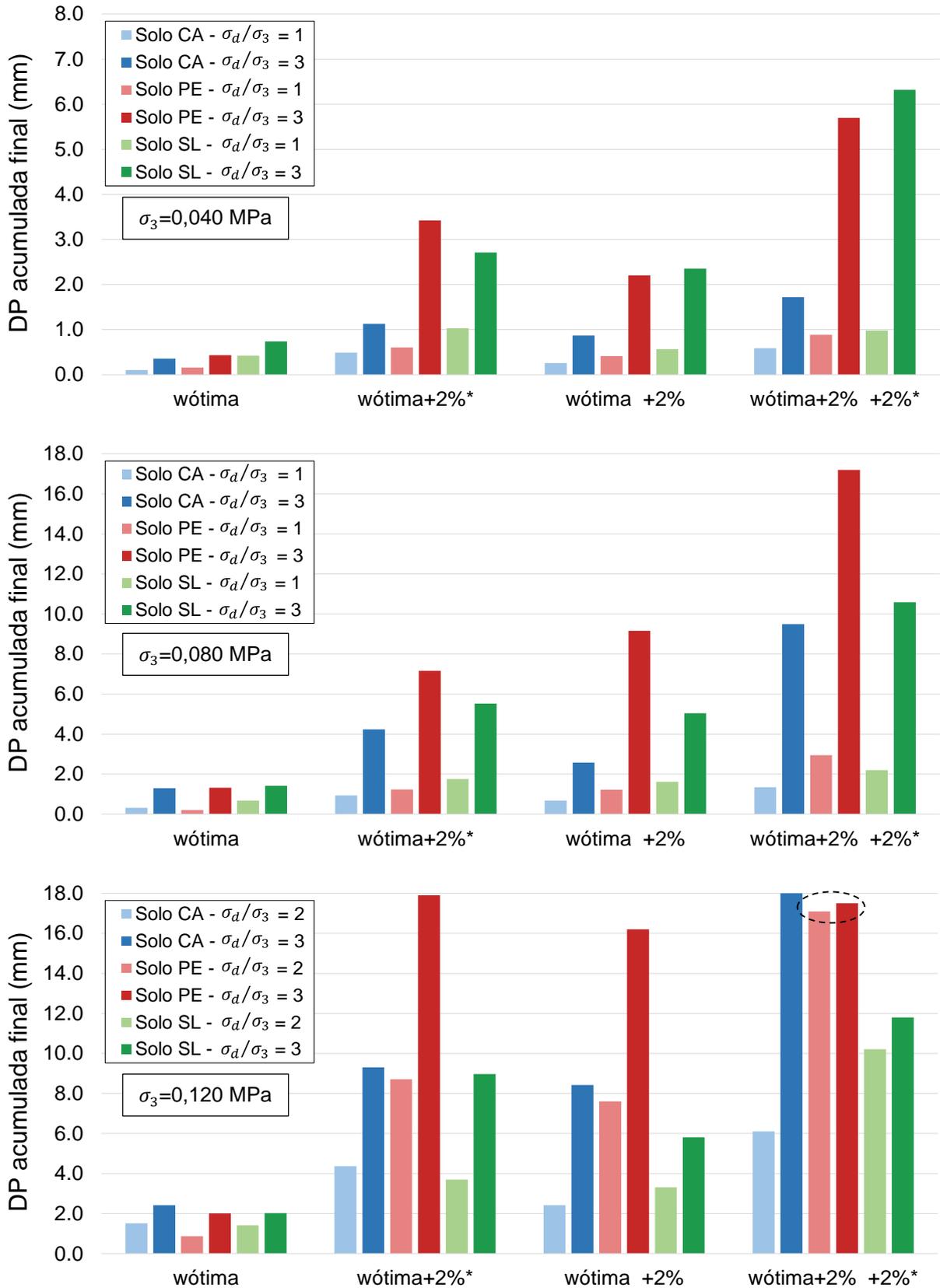
Além da influência da umidade e da sucção, as deformações permanentes acumuladas dos três solos em estudo, como visto, também variaram de acordo com o estado de tensões aplicado. Os efeitos das tensões desvio e confinante podem ser, de certa forma, observados ao longo do conjunto de gráficos apresentados nos Apêndices D<sub>2</sub>, D<sub>3</sub>, D<sub>4</sub> e D<sub>5</sub>. No entanto, a fim de facilitar o entendimento acerca da influência de ambas tensões nos resultados dos ensaios de DP, optou-se por criar esse subitem.

A Figura 4.38 apresenta a influência da tensão desvio na deformação permanente total dos solos dessa pesquisa em todas as condições de umidade simuladas. Cada representação gráfica expressa a variação da tensão desvio para um dado valor de tensão confinante, destacada no próprio gráfico.

Analisando os resultados apresentados, verifica-se que para uma mesma tensão confinante, o aumento da tensão desvio, explicitado pelo aumento da razão de tensões ( $\sigma_d/\sigma_3$ ), resulta no acréscimo das deformações permanentes, independentemente do teor de umidade de ensaio, semelhante ao constatado por Puppala et al. (2009), Zago (2016) e Pascoal (2020). Essa afirmação não leva em consideração o comportamento do solo PE ensaiado na tensão confinante de 0,120 MPa, em destaque no gráfico, devido às deformações permanentes excessivas verificadas para ambas tensões desvio aplicadas, que podem resultar na imprecisão das leituras finais em função da perda de contato entre o RDT e a base.

De modo geral, o solo SL foi o material menos influenciado pelo acréscimo de tensão desvio, contrapondo o comportamento do solo PE, que apresentou as maiores diferenças na deformação permanente total com a variação desse parâmetro. Em relação ao teor de umidade, pode-se afirmar que os maiores acréscimos na deformação permanente com o aumento da tensão desvio ocorreram proporcionalmente ao acréscimo desse teor, destacando-se as condições de umidade pós-compactação. No que tange ao estado de tensões, a influência da tensão desvio foi mais acentuada para a tensão confinante de 0,080 MPa.

Figura 4.38 – Influência da tensão desvio na deformação permanente total dos solos



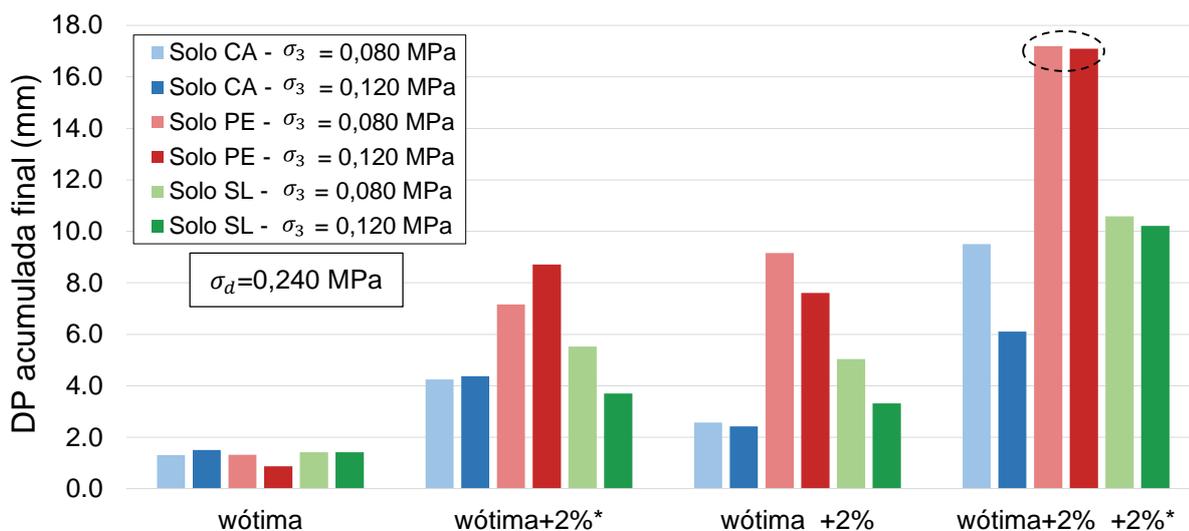
Fonte: Autora.

Notas: \* Para solo SL: *wótima+1%* e *wótima+1% +2%*; para solo CA: *wótima+2% +0,8%*.

Para se ter uma noção mais clara da influência da tensão desvio, comparou-se as relações obtidas para uma mesma tensão confinante, considerando as amostras compactadas na umidade ótima e submetidas ao umedecimento. Tomando-se como exemplo a tensão confinante de 0,080 MPa, verifica-se que com o acréscimo da tensão desvio, de 0,080 MPa para 0,240 MPa, as deformações permanentes dos solos CA, PE e SL aumentaram, respectivamente, 280%, 650% e 210%.

No que tange aos efeitos da tensão confinante, a Figura 4.39 apresenta os resultados das deformações permanentes totais obtidas para uma mesma tensão desvio (0,240 MPa). Apesar de ser uma análise pontual, tendo em vista um único valor de tensão desvio, foi possível tecer alguns comentários sobre a relação entre a tensão confinante e a deformação permanente dos solos em estudo.

Figura 4.39 – Influência da tensão confinante na deformação permanente total dos solos



Fonte: Autora.

Notas: \* Para solo SL:  $w_{\text{ótima}+1\%}$  e  $w_{\text{ótima}+1\%} +2\%$ ; para solo CA:  $w_{\text{ótima}+2\%} +0,8\%$ .

Inicialmente partiu-se do pressuposto de que com o aumento da tensão confinante ocorreria o decréscimo da deformação permanente, ao menos para os solos PE e SL (mais arenosos), semelhante ao que geralmente se observa para solos granulares em relação à deformação resiliente. No entanto, essa hipótese não se confirmou completamente.

Na maioria dos casos, verificou-se o decréscimo das deformações permanentes totais com o acréscimo da tensão confinante. Isso ocorreu para todos

os materiais submetidos às variações de umidade pós-compactação, ainda que em alguns casos, a variação de DP tenha sido muito pequena. Destaca-se que o comportamento do solo PE compactado acima da umidade ótima e posteriormente umedecido também não foi considerado nessa análise (círculo destacado no gráfico), pois como visto, não há precisão nas leituras devido ao excesso de deformação permanente. Para os diferentes teores de umidade de compactação, observou-se, em dois casos específicos, o aumento das deformações permanentes com o aumento da tensão confinante. Para os solos CA e PE compactados respectivamente na umidade ótima e acima desta, as deformações permanentes totais aumentaram cerca de 20% com o acréscimo da tensão confinante. Outra particularidade foi observada para o solo SL compactado na umidade ótima e para o solo CA compactado acima deste valor, onde os valores de deformação permanente total praticamente se sobrepuseram, indicando que a tensão confinante não apresenta nenhum tipo de influência sobre as deformações plásticas desses dois materiais nessas condições.

Assim, com base no exposto, pode-se constatar que, diferentemente da tensão desvio, os efeitos da variação da tensão confinante na deformação permanente acumulada não seguem um comportamento padrão. Essa ausência de um comportamento típico em relação à variação da tensão confinante também foi observada por Zago (2016) e Dalla Roza (2018).

#### **4.10.2 Parâmetros do modelo de Guimarães (2009)**

Como visto no item 2.3.4.2, existem inúmeros modelos de previsão que descrevem o acúmulo da deformação permanente de solos e materiais granulares em função do número de ciclos de carregamento e das tensões aplicadas. Apesar da ampla gama de modelos encontrados na literatura, optou-se por ajustar os dados experimentais obtidos em laboratório somente pelo modelo de Guimarães (2009). Isso porque esse é o modelo para previsão da deformação permanente de materiais não ligados que encontra-se inserido no *software* do novo método de dimensionamento nacional. Na prática, essa modelagem visa contribuir para a ampliação do banco de dados existente no MeDiNa, sobretudo por incorporar condições de umidade diferentes da usual ( $w_{ótima}$ ).

Os parâmetros do modelo proposto por Guimarães (2009) para todos os materiais e variações de umidade estudadas encontram-se apresentados na Tabela

4.39. Salienta-se que as regressões múltiplas não lineares foram realizadas considerando todos os dados de entrada em MPa, e todos os resultados válidos, incluindo àqueles que apresentaram excesso de deformação permanente.

Tabela 4.39 – Parâmetros do modelo de deformação permanente de Guimarães (2009) para os três solos desta pesquisa

Solo	Umidade de ensaio (%)	Modelo de Guimarães (2009) *					
		$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \cdot (\sigma_3/\rho_0)^{\psi_2} \cdot (\sigma_d/\rho_0)^{\psi_3} \cdot (N)^{\psi_4}$					
		$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_4$	R <sup>2</sup>	
Solo CA	Wótima	26	0,083	0,529	1,244	0,090	0,97
	Wótima+2%	28	0,211	0,104	1,755	0,075	0,96
	Wótima +2%	26 → 28	0,032	-0,173	2,934	0,103	0,97
	Wótima+2% +0,8%	28 → 28,8	0,060	-1,026	3,358	0,114	0,90
Solo PE	Wótima	16,9	0,029	-0,706	2,005	0,098	0,97
	Wótima+2%	18,9	0,515	0,170	1,561	0,066	0,86
	Wótima +2%	16,9 → 18,9	0,182	-0,332	2,328	0,101	0,91
	Wótima+2% +2%	18,9 → 20,9	0,472	<u>0,178</u>	1,803	0,161	0,63
Solo SL	Wótima	12,9	0,138	0,239	0,616	0,090	0,95
	Wótima+1%	13,9	0,248	-0,727	1,823	0,059	0,93
	Wótima +2%	12,9 → 14,9	0,296	-0,547	1,279	0,067	0,91
	Wótima+1% +2%	13,9 → 15,9	0,997	-0,333	1,046	0,056	0,90

Fonte: Autora.

Notas: \* Tensões em MPa; Parâmetros sublinhados indicam variáveis que não são estatisticamente significantes, considerando um nível de significância de 5%.

Os coeficientes de determinação (R<sup>2</sup>) evidenciaram ajustes satisfatórios por parte do modelo, com valores elevados para todas as condições de umidade analisadas, em sua grande maioria superiores a 0,90. A única exceção, cujo valor de R<sup>2</sup> de 0,63 destoou dos demais, refere-se ao solo PE compactado acima da ótima e posteriormente umedecido. Em um primeiro momento, conclui-se que o modelo de Guimarães (2009) não consegue prever o comportamento plástico do solo adequadamente nessa condição. No entanto, essa baixa previsão pode estar na verdade associada à falta de precisão nas leituras das deformações plásticas das amostras que tenderam ao colapso. Ao desconsiderar esses resultados, verificou-se um R<sup>2</sup> de 0,97, revelando que essa imprecisão não se limita somente às leituras finais, como dito anteriormente, mas ao conjunto de dados mensurados.

Analisando as constantes de regressão, constata-se que o parâmetro  $\psi_3$  apresentou em sua totalidade valores positivos e superiores aos demais coeficientes. Isso indica que a deformação permanente dos solos tende a aumentar com o aumento da tensão desvio, além de evidenciar que a tensão desvio contribui significativamente no surgimento dessas deformações em todas as teores de umidade analisados.

A tensão confinante, representada pelo parâmetro  $\psi_2$ , apresentou-se estatisticamente significativa na maior parte das condições avaliadas. A única exceção foi observada para o solo PE compactado acima da umidade ótima e submetido ao umedecimento pós-compactação. Os sinais à frente desse parâmetro oscilaram, simbolizando a relação entre a tensão confinante e a deformação permanente específica dos solos em estudo: sinais positivos indicam uma relação direta entre as variáveis, ao passo que sinais negativos indicam uma relação inversa. Em todos os casos, essas relações coincidiram com àquelas apresentadas no item 4.10.1.3.

O parâmetro  $\psi_4$ , correspondente ao número de aplicações de carga, apresentou valores positivos em todos os casos, indicando que as deformações permanentes tendem a aumentar com o aumento do número de ciclos de carga. Esses valores foram, no geral, inferiores aos parâmetros associados ao estado de tensões ( $\psi_2$  e  $\psi_3$ ), o que, nesse caso, não representa necessariamente uma menor relevância dos ciclos de carregamento no acúmulo das deformações permanentes. Isso porque deve-se considerar a diferença da ordem de grandeza dos parâmetros de entrada no modelo. Vale destacar ainda que dentre os solos estudados, o solo SL mostrou-se o material menos influenciado pelo acréscimo do número de ciclos de carga, tendo em vista os menores coeficientes  $\psi_4$  obtidos pelas regressões.

De modo geral, não foram observadas tendências entre os parâmetros do modelo e as variações de umidade de compactação e pós-compactação. Além disso, não se constataram diferenças na magnitude e nas relações/sinais dessas constantes quando comparadas aos valores usuais presentes na literatura (GUIMARÃES, 2009; ZAGO, 2016; DALLA ROZA, 2018; PASCOAL, 2020 e LIMA, 2020).

#### *4.10.2.1 Proposta de adaptação do modelo de Guimarães (2009) considerando os efeitos da umidade e da sucção*

No item 4.10.1.2 abordou-se com detalhes a relação entre a deformação permanente, a umidade e a sucção, evidenciando a relevância desses parâmetros no

desempenho dos materiais de pavimentação. Nesse contexto, no presente item propõe-se a adaptação do modelo de Guimarães (2009), a partir da incorporação dos efeitos da umidade e da sucção matricial. Vale destacar que no Brasil não existem modelos de previsão de DP que considerem a influência da sucção matricial no acúmulo de deformação permanente, apenas os efeitos da umidade de compactação, o que justifica a adequação do modelo para que se inclua essa variável de interesse.

A elaboração do modelo fundamentou-se nos resultados apresentados anteriormente e na formulação matemática de modelos pré-existentes na literatura (item 2.3.4). Por se tratar de uma adaptação, a estrutura geral do modelo de Guimarães (2009) foi mantida, sendo acrescida das variáveis sucção matricial e umidade.

Inicialmente, os dados experimentais foram agrupados, excluindo-se os resultados das amostras compactadas acima da umidade ótima devido à dispersão relatada acerca da relação DP *versus* sucção (vide item 4.10.1.2). Na sequência, diferentes funções (exponencial, logarítmica, potencial, linear) foram testadas, considerando arranjos distintos e possíveis associações, até chegar nos termos matemáticos que melhor relacionassem a DP com o teor de umidade e com a sucção.

Durante esses testes preliminares, onde inúmeras equações foram simuladas, constatou-se que na maioria dos casos, os solos CA e SL apresentavam excelentes ajustes matemáticos ( $R^2 > 0,90$ ), ao passo que o solo PE, para o mesmo modelo testado, apresentava regressões inferiores, indicando ajustes regulares ( $R^2 \leq 0,80$ ). Nesse sentido, buscou-se na análise dos resíduos por possíveis pontos dispersos (*outliers*) que pudessem explicar esse comportamento. Analisando os resultados das regressões, verificou-se que esses *outliers* realmente existiam e que estavam associados principalmente aos corpos de prova que haviam entrado em colapso durante a realização dos ensaios triaxiais. Além disso, os valores dos três primeiros ciclos de aplicação de carga também mostravam-se distantes da maioria dos dados observados, ainda que em menor proporção.

A dispersão dos dados referentes às amostras que deformaram excessivamente provavelmente está associada à falta de precisão das leituras de DP, devido à rápida ruína do corpo de prova, como já mencionado na análise da regressão do modelo de Guimarães (2009). As dispersões relacionadas aos ciclos iniciais, por sua vez, podem ter motivos diversos. Deve-se considerar problemas no equipamento (pneumático, aquisição de dados, RDT externo) ou ainda decorrentes do próprio

comportamento peculiar dos materiais. Isso porque o procedimento inicial recomendado pela norma DNIT IE 179/2018 foi seguido à risca, sendo que na maior parte dos casos houve um rígido controle do nivelamento da superfície dos corpos de prova, exceto para as amostras submetidas ao umedecimento, que mostraram-se suscetíveis ao surgimento de irregularidades justamente devido a esse processo. No entanto, como essa falta de controle foi pontual e os *outliers* foram observados de modo geral, acredita-se que essa não seja a justificativa para tal comportamento, pois a priori, o protocolo inicial seria suficiente para eliminar possíveis dispersões referentes aos ciclos iniciais.

Em tese, esses pontos dispersos podem alterar completamente a análise dos dados, prejudicando a qualidade estatística do modelo proposto. Por esse motivo, alguns autores realizam o tratamento desses *outliers*. No âmbito da modelagem dos resultados dos ensaios de DP, podem-se citar Guimarães (2009), Ribeiro (2013) e Zago (2016). Guimarães (2009) eliminou os pontos influenciadores que se encontravam fora do intervalo representado pela média  $\pm 2\mu$  (desvio padrão). Ribeiro (2013) seguiu as recomendações de Lekarp et al. (1996) e excluiu os resultados dos primeiros 500 ciclos de aplicação de carga. Zago (2016), por sua vez, desconsiderou somente os 3 primeiros golpes de cada ensaio. Lima (2020) também cita o tratamento dos dados experimentais, mas não detalha o procedimento utilizado.

Nesse contexto, optou-se por excluir os resultados dos três ciclos iniciais de aplicação de carga e dos corpos de prova que deformaram excessivamente, com o intuito de melhorar a regressão do modelo proposto. Vale destacar que a retirada dos ciclos iniciais não interferiu significativamente na modelagem matemática, pois representou apenas 3,7% do montante total de dados de cada material. Feito isso, as modelagens foram realizadas considerando 1445 registros de DP para o solo CA, 1190 para o solo PE e 1530 para o solo SL.

Assim, dentre as inúmeras equações testadas, chegou-se à estrutura final do modelo, apresentada na Equação 44. No modelo proposto, a deformação permanente é relacionada com as tensões desvio e confinante, com o número de aplicações de carga, com a sucção matricial e com a variação de umidade em relação à umidade ótima ( $w-w_{opt}$ ). As relações são em sua grande maioria potenciais, exceto pela umidade ( $w-w_{opt}$ ), que melhor relacionou-se com a DP por meio de uma relação exponencial, semelhante àquela utilizada por Freitas et al. (2020) em seu modelo de previsão do MR.

$$\varepsilon_p(\%) = \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{\psi_1} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a}\right)^{\psi_2} \cdot (N)^{\psi_3} \cdot (e^{\psi_4 - \psi_5 \cdot (w - w_{opt})}) \cdot \left(\frac{\psi_m}{p_a}\right)^{\psi_6} \quad (44)$$

Onde:

$\varepsilon_p(\%)$  é a deformação permanente específica;

$\sigma_3$  é a tensão confinante;

$\sigma_d$  é a tensão desvio;

$N$  é o número de ciclos de aplicação de carga;

$w - w_{opt}$  é a diferença entre um teor de umidade qualquer e a umidade ótima;

$\psi_m$  é a sucção matricial do solo;

$p_a$  é a pressão atmosférica igual a 0,1 MPa ou 100 kPa, dependendo da unidade da tensão;

$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4, \psi_5, \psi_6$  são os parâmetros do modelo.

A Tabela 4.40 apresenta os resultados das regressões obtidas para os três solos dessa pesquisa a partir do modelo proposto nessa tese e do modelo desenvolvido de Lima (2020), considerando os dados experimentais na umidade ótima e nas condições de umedecimento pós-compactação após o tratamento dos *outliers*. A comparação entre os modelos foi feita de forma semelhante à adotada na proposição do modelo de previsão do MR, a partir do coeficiente de determinação, da raiz quadrada do erro médio (RMSE) e do critério de informação de Akaike (AIC).

Verifica-se que o modelo oriundo dessa pesquisa apresentou maiores valores de  $R^2$ , acima de 0,92, e os menores valores de RMSE e AIC, mostrando-se potencialmente preditivo. Vale destacar que o modelo proposto por Lima (2020) foi elaborado a partir de variações de umidade de compactação, sendo indicado, portanto, para essas condições. Mesmo assim, buscou-se verificar sua validade para as condições simuladas nessa pesquisa, a título de comparação, a julgar pelo escasso número de modelos que levam em consideração os efeitos da umidade e/ou sucção. O modelo proposto por Ribeiro (2013), apresentado na Equação 31, além do próprio modelo de Guimarães (2009) adaptado com o acréscimo do teor de umidade, também foram previamente avaliados, no entanto, resultaram em regressões com parâmetros questionáveis (*degenerate solution*) e por esse motivo não foram apresentadas. O modelo de Jing et al. (2018), exposto na Equação 33, não foi modelado pois nessa pesquisa não foram obtidas SWCCs por ambos caminhos de secagem e umedecimento, o que é requerido pela equação.

Tabela 4.40 – Resultados da análise de regressão do modelo desenvolvido por Lima (2020) e do modelo proposto nessa tese

Parâmetros	Modelo de Lima (2020)			Modelo proposto		
	Solo CA	Solo PE	Solo SL	Solo CA	Solo PE	Solo SL
$\psi_0$	-0,474	-0,109	-0,163	-	-	-
$\psi_1$	0,895	0,716	-0,419	-0,950	0,455	-0,252
$\psi_2$	0,083	0,077	0,048	3,783	2,426	1,004
$\psi_3$	-0,044	-0,028	0,160	0,080	0,074	0,045
$\psi_4$	-0,037	-0,122	-0,403	-5,012	-3,402	-1,896
$\psi_5$	0,0015	0,0075	0,0322	-0,301	-0,629	-0,579
$\psi_6$	0,0016	0,0015	-0,0126	-0,294	-0,243	-0,054
R <sup>2</sup>	0,79	0,97	0,87	0,96	0,98	0,92
RMSE	0,0057	0,0022	0,0061	0,0026	0,0018	0,0049
AIC	-1629,57	-3587,15	-1495,85	-3853,13	-4025,30	-2179,21

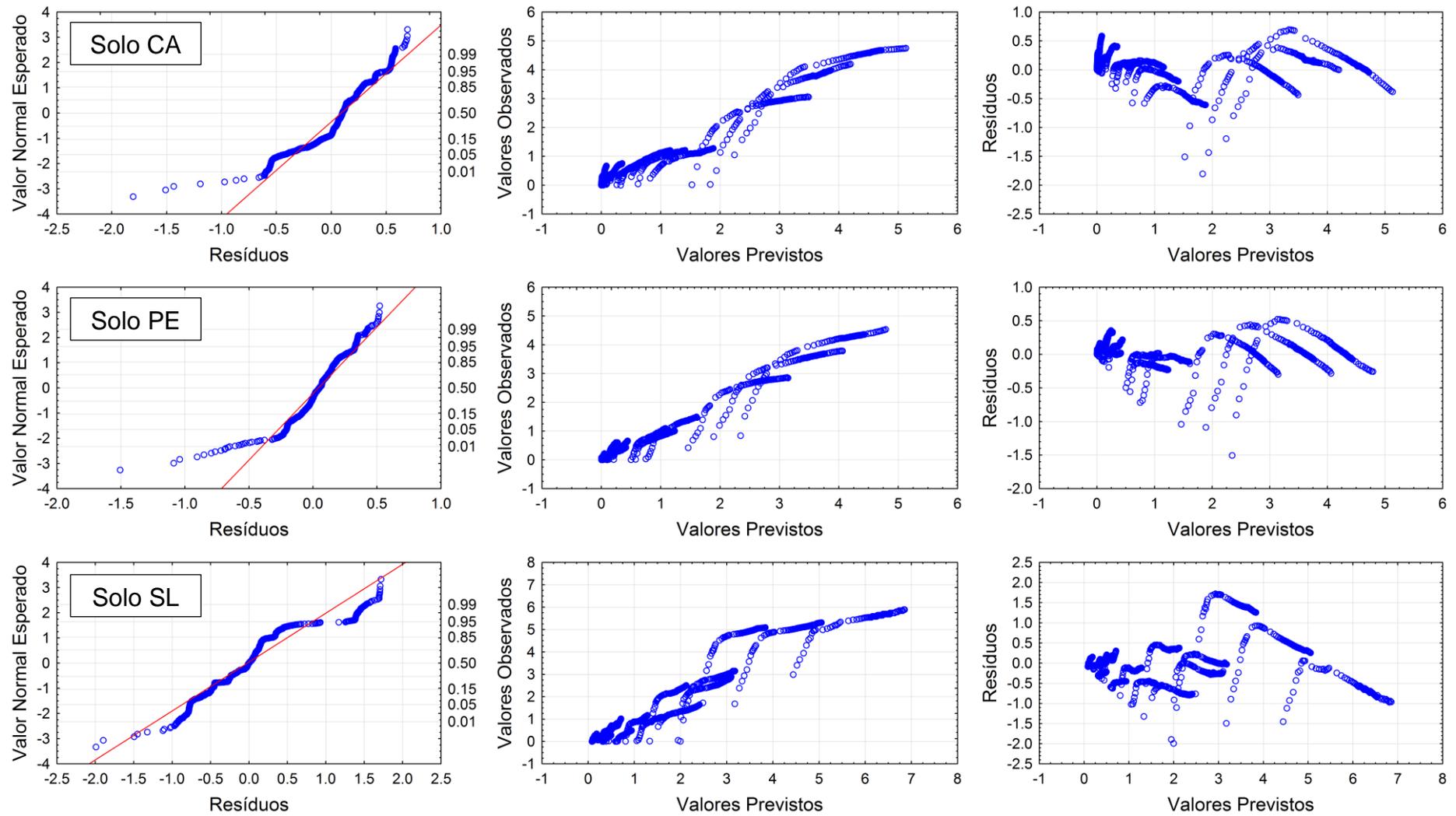
Fonte: Autora.

Notas: RMSE é a raiz quadrada do erro médio, nesse caso adimensional; AIC é o critério de informação de Akaike.

A Figura 4.40 apresenta o conjunto de gráficos referentes à análise dos resíduos da regressão do modelo proposto: probabilidade normal dos resíduos, distribuição dos resíduos *versus* valores previstos e valores observados *versus* valores previstos. Constata-se que os resíduos se distribuem normalmente em torno da média, próximos da reta que representa a igualdade, e que não há uma tendência clara entre os valores previstos e os resíduos, que encontram-se distribuídos aleatoriamente, indicando a boa qualidade estatística do modelo proposto. Além disso, os valores observados experimentalmente e os valores previstos pelo modelo mostraram muito próximos entre si, corroborando essa afirmação. Isso mostra que o modelo elaborado nessa pesquisa é válido e altamente preditivo, sendo indicado para a previsão do comportamento plástico de solos submetidos às variações de umidade pós-compactação (umedecimento). Para tanto, recomenda-se a não utilização dos dados das amostras com tendência ao colapso e a avaliação da necessidade de exclusão dos resultados dos primeiros ciclos de aplicação de carga.

A validação do modelo desenvolvido nessa pesquisa infelizmente não pôde ser realizada, pois além do pouco número de pesquisas que relacionam à deformação permanente com a sucção do solo, àquelas existentes apresentam algumas limitações e/ou ausência de dados essenciais a essa análise.

Figura 4.40 – Análise dos resíduos da regressão do modelo proposto obtido para os três solos dessa pesquisa



Fonte: Autora.

Apesar da impossibilidade de validação, o modelo proposto mostrou-se muito promissor. Há de se considerar que devido à incorporação da sucção esse é um modelo precursor à nível nacional, e que grande parte das dificuldades encontradas advém desse pioneirismo. A princípio, a elaboração de um modelo de previsão não estava no escopo do trabalho, no entanto, no decorrer da análise de resultados vislumbrou-se a possibilidade de contribuir com um modelo de previsão, ainda que de forma preliminar, que considerasse os efeitos da sucção na deformação permanente dos solos tropicais utilizados na pavimentação. Nesse sentido, ressalta-se a necessidade de ampliação dos estudos acerca da relação entre a sucção e a deformação permanente que possibilitem não só a validação do desempenho desse modelo para materiais diversos, mas também a proposição de ajustes e melhorias, bem como a inclusão de outras condições de contorno (umidade de compactação, trajetórias de secagem) de modo a aperfeiçoar o modelo proposto.

#### **4.10.3 Análise do *shakedown***

A pesquisa de ocorrência do *shakedown* foi realizada a partir de representações gráficas que expressam a relação entre a deformação permanente acumulada (eixo x) e a taxa de acréscimo da deformação permanente (eixo y), elaboradas com base no modelo de Dawson e Wellner (1999). A análise visual desses gráficos permite avaliar o acomodamento das deformações plásticas dos solos e enquadrá-los nos níveis A, AB, B e C (DNIT IE 179/2018).

Como exposto na metodologia desse trabalho, a análise da estabilização das deformações permanentes foi realizada de duas formas distintas: a primeira avaliou o formato e a tendência das curvas em conjunto com as taxas de acréscimo de DP, sem fixar valores em nenhum dos eixos; e a segunda consistiu na mesma análise visual porém com a definição de um valor fixo para o eixo das abcissas e com a projeção das deformações permanentes para um número maior de ciclos de carregamento. Essa extrapolação foi realizada com base nos resultados do ajuste do modelo de Guimarães (2009) (vide Tabela 4.39).

Os gráficos utilizados na análise do *shakedown* são apresentados nos Apêndices D<sub>6</sub>, D<sub>7</sub> e D<sub>8</sub>, agrupados de acordo com o material. Optou-se por apresentar as representações gráficas com os eixos fixados, referentes à segunda análise, porém sem a projeção dos valores de DP, para que fosse possível visualizar a tendência ao

acomodamento, mesmo sem o uso desse artifício. A Tabela 4.41 apresenta um resumo dos resultados obtidos para a pesquisa de ocorrência do *shakedown* feita para os três solos desse estudo em todas as condições de umidade simuladas.

Analisando os resultados expostos, constata-se que, por meio da análise tradicional, poucas são as condições em que se atinge o estado de *shakedown*. Esse comportamento, visível com maior frequência no solo CA, quando ocorreu se limitou aos baixos níveis de tensões. O solo SL destacou-se por apresentar somente uma condição para o qual verificou-se o acomodamento das deformações permanentes. O solo PE também merece destaque, porém, nesse caso, por apresentar a maior incidência de comportamentos do tipo C, indicando o colapso do material. Nessa primeira análise nenhuma condição apresentou comportamento do tipo AB pois as situações em que se atingiram a taxa de  $10^{-7} \times 10^{-3}$  metros por ciclo de carregamento apresentaram baixa DP inicial, o que caracteriza o nível A de estabilização.

Tabela 4.41 – Pesquisa de ocorrência do *shakedown* para os três solos desse estudo

Solo / Umidade		Estado de tensões (MPa)					
		0,04x0,04	0,04x0,12	0,08x0,08	0,08x0,24	0,12x0,24	0,12x0,36
Solo CA	Wótima	A / A*	B / A*	B / A*	B / A*	B / A*	B / AB*
	Wótima+2%	A / A*	B / A*	A / A*	B / AB*	B / AB*	B / B*
	Wótima +2%	B / A*	A / A*	A / A*	B / AB*	B / AB*	B / B*
	Wótima+2% +0,8%	B / A*	B / A*	B / A*	B / AB*	B / AB*	C / C*
Solo PE	Wótima	A / A*	B / A*	B / A*	B / A*	B / A*	B / A*
	Wótima+2%	B / A*	B / AB*	B / A*	B / AB*	B / AB*	C / C*
	Wótima +2%	A / A*	B / AB*	B / A*	B / B*	B / AB*	C / C*
	Wótima+2% +2%	B / A*	B / AB*	B / AB*	C / C*	C / C*	C / C*
Solo SL	Wótima	A / A*	B / A*	B / A*	B / B*	B / B*	B / B*
	Wótima+1%	B / A*	B / A*	B / A*	B / B*	B / B*	B / B*
	Wótima +2%	B / A*	B / AB*	B / A*	B / B*	B / B*	B / B*
	Wótima+1% +2%	B / A*	B / B*	B / AB*	B / B*	B / B*	B / B*

Fonte: Autora.

Nota: \* Comportamento sugerido caso as amostras fossem submetidas a um maior número de ciclos de aplicação de carga.

Ao avaliar a classificação sugerida caso fossem aplicados um número maior de ciclos de carregamento, destacados com asterisco na tabela, verifica-se uma diferença bastante perceptível. Na maior parte dos casos, os comportamentos do tipo B foram substituídos pelos níveis A e AB, indicando a estabilização das deformações

permanentes. Vale destacar que esses domínios foram diferenciados pelo limite proposto por Lima (2020): acima de 2 mm, tendendo à estabilização, tem-se um comportamento do tipo AB.

Analisando o comportamento dos diferentes materiais, verifica-se que o solo CA apresentou a maior tendência ao estado de *shakedown* (A e AB), ao passo que o solo PE se destacou pela maior predisposição ao colapso incremental em condições específicas. Para ambos materiais, quanto maior o estado de tensões e maior o teor de umidade, menor a probabilidade de estabilização das deformações permanentes. O solo SL, por sua vez, apresentou comportamento peculiar, pois a despeito do teor de umidade, o comportamento para altos níveis de tensões foi sempre o mesmo, do tipo B, no qual não se verifica a estabilização das deformações permanentes acumuladas, que continuam a aumentar, porém a uma taxa extremamente lenta.

As relações entre as deformações permanentes finais, apresentadas na Tabela 4.36, e os resultados da pesquisa de *shakedown* discutidos nessa subseção foram avaliadas por intermédio do critério de seleção de materiais proposto por Lima (2020). Segundo a proposta desenvolvida pela autora, os três solos dessa pesquisa podem ser utilizados como subleito de pavimentos flexíveis convencionais com nível de tráfego superior a  $5 \times 10^5$  passagens de veículos, mesmo sendo submetidos às variações de umidade de compactação e pós-compactação. Isso porque, no geral, tenderam à estabilização das deformações, que não ultrapassaram a deformação permanente específica máxima de 3%. A única exceção observada foi o solo SL, ensaiado na condição de umidade crítica e no estado de tensões do ensaio (3), que também não pode ser utilizado em pavimentos com volume de tráfego inferior ( $< 5 \times 10^5$ ), pois suas deformações não tendem ao estado de *shakedown*.

Para camadas estruturais ou fundações de pavimentos delgados onde os solos são solicitados por estados de tensões mais elevados (ensaios 6, 8 e 9), dependendo da umidade e de como se atingiu esse teor, o solo pode ou não ser utilizado. Na umidade ótima, os solos CA e PE podem ser utilizados em pavimentos com alto volume de tráfego. O solo SL, por sua vez, apesar de apresentar baixa DP final, tende a continuar deformando com o tempo, devendo-se ter atenção ao seu uso nesse nível de solicitação. Com o acréscimo de umidade, os solos PE e SL só podem ser empregados em situações com tráfego leve, até  $5 \times 10^5$  solicitações, dependendo ainda do nível de tensões atuante na camada de aplicação do material. O solo CA, por sua vez, pode ser utilizado em condições de tráfego mais elevado, devido às

baixas deformações permanentes finais e à tendência ao *shakedown*. Para situações em que as tensões atuantes sejam próximas ou superiores ao estado de tensões do ensaio (9) não indica-se o uso de nenhum dos três solos estudados em condições de umidade diferente da ótima.

Perante o exposto, constata-se que a deformação permanente não é um fator preponderante no desempenho dos solos empregados nos subleitos de pavimentos flexíveis robustos, mesmo diante do acréscimo de umidade de compactação e pós-compactação. Ressalta-se que essa afirmação é embasada nos resultados obtidos para os solos dessa pesquisa em conjunto com outros estudos do grupo de pesquisas GEPPASV/UFSM, não podendo generalizá-la para todo e qualquer tipo de material. Não obstante, o acúmulo dessas deformações plásticas não deve ser menosprezado, pois nessa pesquisa considerou-se um grau de compactação próximo de 100%, com uma faixa de aceitação de  $\pm 1\%$ , o que muitas vezes na prática não é controlado em campo. Logo, recomenda-se o avanço dos estudos nessa linha de pesquisa.

Por outro lado, em fundações de pavimentos delgados ou em camadas estruturais sujeitos a níveis de tensões mais elevados, as deformações permanentes podem vir a ser, de fato, determinantes, impactando diretamente no desempenho do pavimento como um todo.

#### **4.10.4 Influência da deformação permanente no módulo de resiliência**

Ao término dos ensaios de deformação permanente foram realizados ensaios de módulo de resiliência para avaliar o ganho de rigidez dos solos após os 155.000 ciclos de aplicação de carga preconizado pelo protocolo da DP. Esses ensaios foram executados de forma similar ao descrito na metodologia desse trabalho, considerando a sequência de tensões reduzida para subleito, na frequência de 1 Hz. Os parâmetros do modelo composto e os coeficientes de determinação ( $R^2$ ) obtidos para as amostras previamente submetidas aos ensaios de deformação permanente encontram-se apresentados no Apêndice D<sub>9</sub>.

Analisando os resultados da regressão, verifica-se que, na maior parte dos casos, os coeficientes de determinação foram inferiores aos obtidos para o ensaio tradicional de MR (em triplicata e com amostras virgens). Alguns desses valores inclusive não ultrapassaram 0,50, indicando um ajuste regular dos dados experimentais. Guimarães (2009) também observou esse comportamento para alguns

dos materiais estudados em sua tese e submetidos ao ensaio de MR após DP. Isso mostra que os solos sofreram mudanças estruturais a ponto dos módulos resilientes obtidos após os ensaios de deformação permanente não serem previstos adequadamente pelo modelo composto.

Nesse contexto, para fins de comparação optou-se por trabalhar com os dados brutos, anterior ao ajuste matemático pelo modelo composto. Assim, na Tabela 4.42 são apresentados os módulos de resiliência típicos obtidos após o ensaio de DP, que nesse caso correspondem ao valor proveniente do 8º par do protocolo do ensaio de módulo de resiliência. Na mesma tabela, apresenta-se ainda a relação entre os valores de MR após o ensaio de deformação permanente e os módulos de resiliência de referência, obtidos pelos ensaios convencionais (vide Apêndice C<sub>4</sub>). A Figura 4.41 foi elaborada afim de auxiliar na comparação visual desses valores.

Com base nos resultados apresentados, constata-se que, no geral, houve acréscimo nos módulos de resiliência do solo CA, indicando que o longo período de ação do carregamento contribuiu para o ganho de rigidez desse material. Somente para os ensaios (1) e (8), ambos na umidade ótima, não se verificou esse comportamento. Na prática, esse enrijecimento expressa que em campo, à medida que o pavimento vai sendo solicitado pelo tráfego de veículos, o material se torna mais resistente às deformações elásticas, reduzindo os danos associados à fadiga, o que, de fato, é bastante favorável ao desempenho do pavimento.

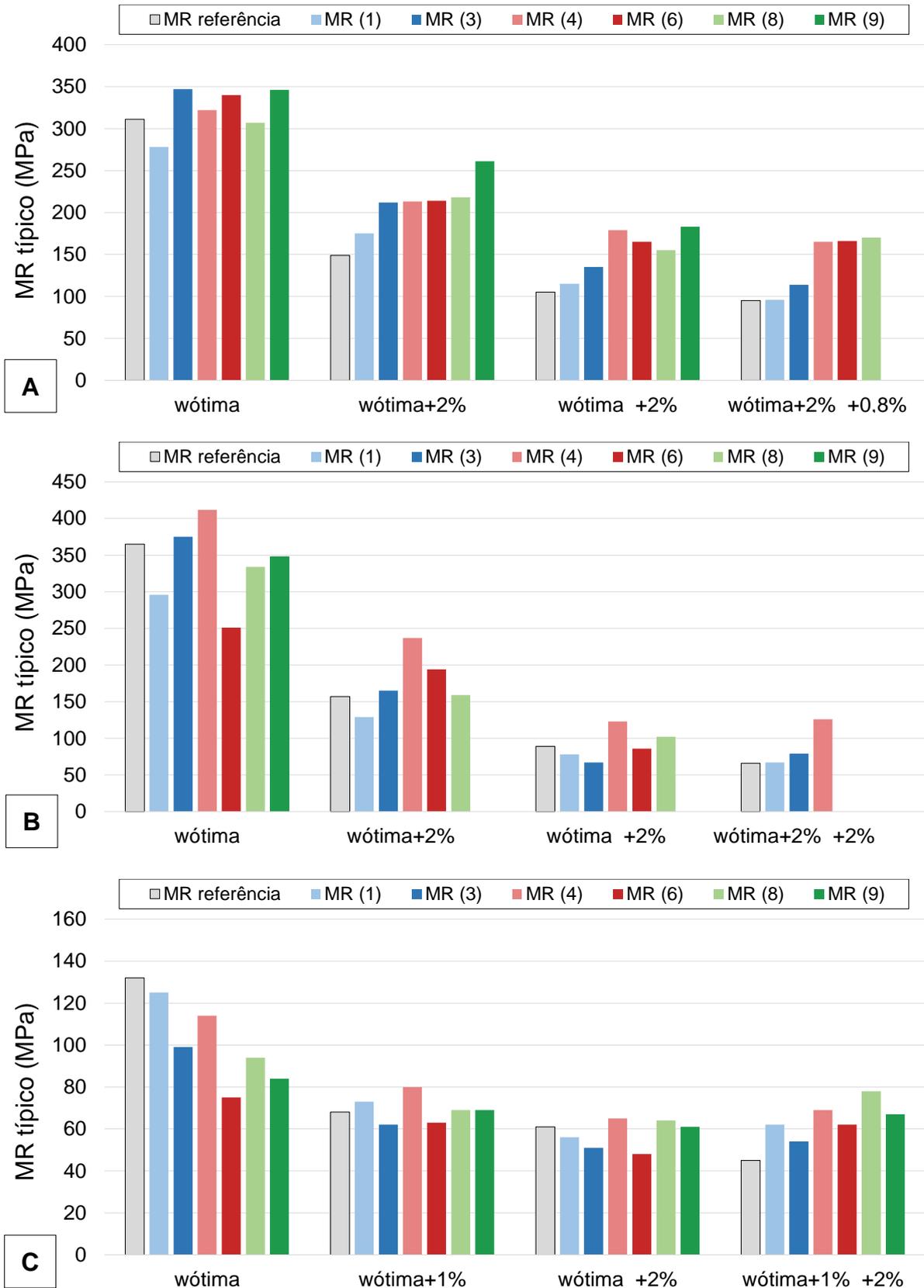
Todavia, é preciso ponderar se esse ganho na rigidez realmente é devido ao vasto número de ciclos de aplicação de cargas ou se seria em decorrência do acréscimo de sucção (perda de umidade) devido à extensa duração do ensaio de DP (21 horas). Ao analisar os dados referentes aos teores de umidade de ensaio e após ensaio, expostos no Apêndice D<sub>1</sub>, verifica-se que para os corpos de prova compactados em diferentes umidades de compactação, a perda de umidade durante os 155.000 ciclos foi de no máximo 0,2%, o que não seria relevante à ponto de se afirmar tratar-se de efeitos da sucção. Já para as amostras submetidas ao umedecimento pós-compactação, observaram-se variações de umidade superiores, da ordem de até 0,6%, que nesse caso poderiam vir a contribuir, ainda que de forma parcial, para esse enrijecimento do solo CA. Vale destacar que essa constatação partiu do pressuposto de que a contribuição da sucção se estabeleceria para variações de umidade superiores a 0,5%, tendo como base a variação máxima permitida pela norma DNIT IE 179/2018 para materiais finos.

Tabela 4.42 – Comparação entre os módulos de resiliência lineares típicos obtidos após o ensaio de DP e o MR de referência

Solo	Ensaio	Estado de tensões			Condições de umidade de compactação e pós-compactação											
		$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\frac{\sigma_d}{\sigma_3}$	Wótima			Wótima+2% **			Wótima +2%			Wótima+2% ** +2% <sup>2</sup>		
					MR típico* após DP (MPa)	MR típico* (MPa) <sup>1</sup>	$\Delta$ MR (%)	MR típico* após DP (MPa)	MR típico* (MPa) <sup>1</sup>	$\Delta$ MR (%)	MR típico* após DP (MPa)	MR típico* (MPa) <sup>1</sup>	$\Delta$ MR (%)	MR típico* após DP (MPa)	MR típico* (MPa) <sup>1</sup>	$\Delta$ MR (%)
Solo CA	(1)	0,040	0,040	1	278		-10,6	175		+17,4	115		+9,5	96		+1,1
	(3)	0,040	0,120	3	347		+11,6	212		+42,3	135		+28,6	114		+20,0
	(4)	0,080	0,080	1	322	311	+3,5	213	149	+43,0	179	105	+70,5	165	95	+73,7
	(6)	0,080	0,240	3	340		+9,3	214		+43,6	165		+57,1	166		+74,7
	(8)	0,120	0,240	2	307		-1,3	218		+46,3	155		+47,6	170		+78,9
	(9)	0,120	0,360	3	346		+11,3	261		+75,2	183		+74,3	-		-
Solo PE	(1)	0,040	0,040	1	296		-18,9	129		-17,8	78		-12,4	67		+1,5
	(3)	0,040	0,120	3	375		+2,7	165		+5,1	67		-24,7	79		+19,7
	(4)	0,080	0,080	1	412	365	+12,9	237	157	+51,0	123	89	+38,2	126	66	+90,9
	(6)	0,080	0,240	3	251		-31,2	194		+23,6	86		-3,4	-		-
	(8)	0,120	0,240	2	334		-8,5	159		+1,3	102		+14,6	-		-
	(9)	0,120	0,360	3	348		-4,7	-		-	-		-	-		-
Solo SL	(1)	0,040	0,040	1	125		-5,3	73		+7,4	56		-8,2	62		+37,8
	(3)	0,040	0,120	3	99		-25,0	62		-8,8	51		-16,4	54		+20,0
	(4)	0,080	0,080	1	114	132	-13,6	80	68	+17,6	65	61	+6,6	69	45	+53,3
	(6)	0,080	0,240	3	75		-43,2	63		-7,4	48		-21,3	62		+37,8
	(8)	0,120	0,240	2	94		-28,8	69		+1,5	64		+4,9	78		+73,3
	(9)	0,120	0,360	3	84		-36,4	69		+1,5	61		0,0	67		+48,9

Notas:  $\sigma_d/\sigma_3$  é a razão de tensões; \*\* Para solo SL: Wótima+1%; <sup>2</sup> Para solo CA: Wótima+2% +0,8%; \* MR obtido para o estado de tensões de  $\sigma_3 = 0,050$  MPa e  $\sigma_d = 0,100$  MPa, correspondente ao 8º par do protocolo do ensaio de MR após DP, anterior ao ajuste matemático pelo modelo composto; <sup>1</sup> MR típico obtido após a modelagem do ensaio convencional, considerado o valor de referência;  $\Delta$  MR é a variação do módulo de resiliência em relação ao valor de referência (%).

Figura 4.41 – Comparação entre o módulo de resiliência após o ensaio de DP e o MR de referência: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)



Fonte: Autora.

Para o solo PE não se verificou uma tendência clara quanto ao ganho de rigidez após o carregamento, apesar de, na maior parte dos casos, se observar o acréscimo dos módulos resilientes com o acúmulo de deformação permanente. As variações entre as umidades de ensaio e pós ensaio não foram superiores a 0,5% para as condições de umidade ótima, umidade de compactação acima da ótima e umedecimento a partir do teor ótimo. Isso significa que nessas condições, qualquer enrijecimento está associado ao carregamento aplicado. Para as amostras compactadas acima da umidade ótima e submetidas ao umedecimento pós-compactação, a perda de umidade mensurada durante o ensaio chegou a 0,9%, indicando uma possível contribuição da sucção no ganho de rigidez nessa condição. Portanto, nesse caso, não há como afirmar veemente que o enrijecimento do solo PE ocorreu em virtude do carregamento dinâmico prolongado, pois há de se considerar os efeitos da perda de umidade e aumento da sucção do solo.

Em relação ao solo SL, constata-se que no teor de umidade ótimo não houve ganho de rigidez devido ao longo período de aplicação de cargas, visto que em todos os níveis de tensões foram verificados módulos de resiliência inferiores. Nas condições de compactação acima da umidade ótima e umedecida a partir da ótima verifica-se que dependendo do estado de tensões houve ganho de rigidez, mas que não há um comportamento padrão em relação a isso. Já para os corpos de prova compactados acima da umidade ótima e umedecidos na sequência, constatam-se elevações na capacidade de resistir às deformações resilientes que não podem ser atribuídas totalmente ao número de aplicações de carga, devendo ser considerado, nesse caso, a parcela de ganho devido ao aumento da sucção. Isso porque nessa condição verificou-se uma perda considerável de umidade durante o ensaio, da ordem de até 1,9%, o que aponta para uma contribuição significativa dos efeitos da sucção no ganho de rigidez desse material. Vale destacar que esse solo só não apresentou perda de umidade excessiva no teor de umidade ótimo, ou seja, nas demais situações em que houve acréscimo no MR também se faz necessário considerar a influência da sucção.

No geral, nota-se que solos de comportamento laterítico apresentam uma forte tendência ao enrijecimento. Isso porque o solo CA (LG') apresentou predomínio de ganho de rigidez em quase todas as condições de umidade e estados de tensões avaliados, semelhante ao observado por Zago (2016) para solos com a mesma classificação MCT e por Ribeiro (2013) para um solo de comportamento laterítico

arenoso (LA'). Em contrapartida, para os solos PE e SL, ambos de comportamento não laterítico, esse acréscimo na rigidez foi verificado em proporções inferiores, somente em algumas condições específicas e sem apresentar uma tendência clara em relação ao nível de tensões.

Além da questão do enrijecimento dos solos, os resultados apresentados permitiram extrair ainda algumas informações adicionais. Ao analisar os valores de MR após o ensaio de DP, observa-se uma certa propensão desses valores aumentarem com o aumento da tensão desvio para o solo CA e de reduzirem com o acréscimo dessa tensão para o solo SL, considerando uma mesma tensão confinante. A Figura 4.41 permite visualizar essas tendências de uma forma bastante clara.

Em contrapartida, no que tange às variações do MR obtido após DP em relação ao módulo de referência, não se observaram padrões de comportamento global, nem em relação ao aumento do teor de umidade de ensaio, nem em relação ao acréscimo do estado de tensões. Cabe salientar que para o solo PE, em muitas situações, verificaram-se deformações excessivas que impediram a realização dos ensaios de MR após DP, o que pode ter prejudicado na realização dessas correlações.

Por fim, destaca-se que a análise aqui realizada foi bastante simplificada, avaliando apenas a contribuição do carregamento e da sucção no ganho de rigidez dos materiais. Para uma abordagem mais completa, outros aspectos como a sobrecompactação gerada pelos altos níveis de tensões, as tensões residuais e o fenômeno da tixotropia devem ser considerados.

#### **4.10.5 Influência da granulometria, plasticidade e gênese dos solos**

Neste item, os resultados de DP apresentados anteriormente foram relacionados aos aspectos físicos, químicos e mineralógicos dos solos, buscando-se por possíveis correlações. Por acreditar que a análise por par de tensões se tornaria muita extensa e que a adoção de um único estado de tensões seria impreciso demais, optou-se por calcular a soma das deformações permanentes obtidas para um mesmo teor de umidade de ensaio, o que resultaria em uma noção global do comportamento plástico do material para cada condição simulada.

No geral, o solo SL apresentou as maiores deformações permanentes finais na umidade ótima de compactação, seguida pelo solo CA e pelo solo PE. Essa afirmação é embasada na soma das deformações permanentes que foram da ordem de 6,71

mm, 6 mm e 4,99 mm, respectivamente. Os solos com comportamento laterítico, ou tendendo a esse comportamento (solo PE – TG' pela classificação MCT-M), apresentaram as menores deformações, como esperado. Apesar de ter apresentado o maior quantitativo de DP, o solo SL, classificado como NS', não apresentou afundamentos tão elevados quanto o previsto na literatura - solo Papucaia estudado por Guimarães (2009) e solo Mont Serrat NM estudado por Dalla Roza (2018), mesmo tendo em vista a expressiva quantidade de silte em sua composição granulométrica. Lima (2020) também observou casos em que solos da mesma classificação MCT mostraram-se pouco deformáveis plasticamente.

Verifica-se ainda uma relação inversa entre essa tendência e o índice de plasticidade dos solos, ou seja, quanto maior o IP, menor a deformação permanente total do material. Vale ressaltar que para solos tropicais essa inter-relação com o IP não merece muito destaque, pois os limites físicos não apresentam muita relevância no estudo desse tipo de material. Por outro lado, quanto maior o teor de silte no solo, maior a sua deformação plástica final. A relação entre a DP e o grau de intemperismo do solo também mostrou-se condizente, sendo as maiores deformações observadas para o único solo tido como não laterítico.

Com o acréscimo do teor de umidade, o solo PE passou a apresentar as maiores deformações permanentes totais, seguida do solo SL e do solo CA. Nesse caso, o solo PE apresenta um comportamento mais próximo ao esperado para solos NG', tendo em vista que solos de comportamento não laterítico apresentam desempenho inferior como materiais de pavimentação. Esse solo inclusive apresentou um comportamento bastante semelhante ao da areia argilosa do Espírito Santo e à tabatinga do Acre, ambas estudadas por Guimarães (2009) e submetidas às variações de umidade de compactação e pós-compactação, respectivamente. Além da associação com a classificação MCT dos materiais, outras relações também foram observadas: quanto maior a CTC e a relação molecular  $K_i$ , maior a DP final do material. Ademais, verificou-se que as maiores deformações permanentes totais obtidas para as condições de umidade acima da ótima foram observadas para os solos que apresentaram ilita em sua composição mineralógica.

O acréscimo de DP com o acréscimo do teor de umidade em relação a um teor de referência seguiu uma tendência um pouco distinta daquela observada para as deformações plásticas totais, sendo maior para o solo PE e menor para o solo SL. De forma semelhante às análises apresentadas no item 4.9.5, esse resultado pode ser

associado à classificação AASHTO/TRB (DRUMM et al., 1997); ao índice de plasticidade e à porcentagem de argila (KHOURY et al., 2009b); e à natureza laterítica dos solos (KIM E KIM, 2007).

Em relação à ocorrência do *shakedown*, verifica-se que o solo CA apresentou o maior número de situações com acomodamento das deformações plásticas, seguido do solo PE e do solo SL. A mesma tendência foi observada para o ganho de rigidez após o ensaio de DP. Esses resultados estabelecem relações diretas com a natureza laterítica do solo, com o teor de finos (dependendo dos finos) e com a porcentagem de argila presente no solo, ou seja, em solos lateríticos quanto maior o teor de finos e a fração argila, maior a tendência do solo ao estado de *shakedown* e ao enrijecimento pós-carregamento. Jing et al. (2018) observaram uma relação semelhante, onde as deformações permanentes tenderam à estabilização mais rapidamente para o material com maior o teor de finos.

#### 4.11 ANÁLISE CONJUNTA DOS RESULTADOS

No presente item é apresentada uma análise conjunta dos resultados, organizada em função das variáveis de estudo e alinhada com os objetivos do trabalho.

##### **4.11.1 Influência do método, da energia e da umidade de compactação no comportamento hidromecânico e microestrutural dos solos**

###### *4.11.1.1 Influência do uso de diferentes métodos de compactação laboratoriais*

As microscopias eletrônicas de varredura evidenciaram que, no teor de umidade ótimo, os diferentes tipos de compactação (dinâmica, estática e por amassamento) resultam em microestruturas levemente distintas, decorrentes das deformações cisalhantes produzidas pelos métodos por ocasião de compactação, independentemente do tipo de material e do seu grau de intemperismo.

As curvas características solo-água obtidas para o solo CA na energia normal corroboraram essas pequenas diferenças estruturais, visíveis principalmente na região dos macroporos. Não obstante, tais divergências foram tão pequenas que as curvas praticamente se sobrepuseram. Isso porque as diferenças observadas

encontram-se dentro de uma faixa de dispersão aceitável, podendo ser consideradas flutuações naturais do material ou do próprio ensaio. Nesse caso, admite-se que há equivalência entre as curvas características obtidas pelos diferentes métodos de compactação e, logo, há também equivalência microestrutural. Por conseguinte, pode-se constatar que, no teor de umidade ótimo, os diferentes métodos de compactação não influenciam no formato das curvas características e nem na capacidade de retenção de água do material.

Quanto às propriedades de interesse, verificou-se que devido à similaridade microestrutural, os diferentes métodos de compactação não impactaram na capacidade de infiltração de água do solo CA moldado na energia normal, uma vez que os coeficientes de sorção apresentaram valores muito próximos entre si. As medidas de dispersão e os testes de hipóteses comprovaram a semelhança estatística entre os módulos resilientes obtidos pelas compactações dinâmica e estática no teor ótimo de compactação, possibilitando tanto a utilização da metodologia de compactação preconizada pela norma brasileira DNIT ME 134/2018 (dinâmica) quanto àquela recomendada pela norma americana T 307-99 (AASHTO, 2017) (estática) no que tange a obtenção de corpos de prova para a estimativa do MR. Por outro lado, a compactação por amassamento gerou módulos de resiliência inferiores, e por esse motivo constataram-se diferenças estatísticas entre a rigidez obtida por esse método em comparação aos demais. Em virtude da equivalência estrutural observada, acredita-se que esse comportamento possa estar associado às adversidades encontradas durante a moldagem e extração das amostras do compactador giratório Superpave, exigindo uma maior investigação sobre o assunto.

Diante disso, conclui-se que os diferentes métodos de compactação não influenciam no comportamento hidromecânico e microestrutural dos solos, ao menos na umidade ótima de compactação, condição avaliada nessa tese.

#### *4.11.1.2 Influência do acréscimo da energia de compactação*

A caracterização microestrutural do solo CA obtida pelo MEV e pelas curvas características solo-água mostraram que o acréscimo do esforço de compactação elimina ou reduz os poros de maiores dimensões, resultando em uma estrutura mais fechada, em conformidade com a redução do índice de vazios do material. Na zona

dos microporos não foram observadas diferenças significativas, o que permite concluir que os efeitos da energia de compactação se dão efetivamente na macroporosidade.

Os valores de entrada de ar das duas zonas de dessaturação (macro e microporos) aumentaram com o acréscimo do esforço de compactação, indicando o aumento da capacidade de retenção de água do material, e, portanto, da sucção para um mesmo teor de umidade/grau de saturação.

Contrariando os princípios da teoria da compactação, a capacidade de absorção de água do solo CA aumentou com o acréscimo da energia de compactação. Esse resultado foi justificado com base na redução do teor de umidade inicial associado ao aumento do esforço de compactação, que, nesse caso, tende a contribuir para uma maior infiltração de água no material. No entanto, não descartam-se problemas na execução do ensaio.

Em relação ao MR, o acréscimo na energia de compactação resultou em ganhos significativos de rigidez para qualquer nível de tensões aplicado, que podem ser explicados pelas condições específicas de teor de umidade inicial e porosidade adquiridas (melhor arranjo das partículas) com o aumento do esforço de compactação.

Nesse sentido, conclui-se que o acréscimo da energia de compactação aumenta a rigidez dos solos, ao mesmo tempo que aparentemente aumenta a sua infiltrabilidade. Os resultados obtidos para o MR reforçam o uso de energias de compactação maiores, visando a substituição da energia normal ainda usualmente utilizada na execução de subleitos rodoviários. Como visto, a energia intermediária proporciona ao solo um comportamento hidromecânico comprovadamente superior e, por conseguinte, um melhor desempenho em campo, devendo ser efetivamente consolidada no meio rodoviário.

#### *4.11.1.3 Influência da variação de umidade de compactação*

Considerando um mesmo índice de vazios inicial, as microscopias e as curvas características solo-água evidenciaram que o acréscimo do teor de umidade de compactação aparentemente torna a estrutura dos solos mais homogênea, associada a alterações na distribuição e tamanho dos poros. Com o acréscimo do teor de umidade inicial, verificou-se uma tendência à perda do aspecto bimodal para as curvas de formato Duplo “S” e à uniformidade dos poros para as curvas características unimodais. Ressalta-se que para os solos com distribuição de poros bimodal essas

modificações ocorreram predominantemente na zona dos macroporos, uma vez que os microporos não foram afetados pela umidade de compactação, o que pode ser comprovado pela convergência das SWCCs nessa região.

Quanto ao comportamento da água livre nos poros dos solos, verificou-se, de modo geral, o aumento dos valores de entrada de ar com o acréscimo do teor de umidade inicial, indicando uma maior capacidade de armazenamento de água por parte dos materiais.

As alterações microestruturais associadas ao teor de umidade inicial impactaram na capacidade de infiltração, na expansão, na rigidez e no comportamento plástico dos solos. Verificou-se que quanto maior o teor de umidade de compactação, menor a infiltrabilidade e a expansibilidade do solo, menor o seu módulo de resiliência e maior o acúmulo de deformações permanentes pelo material.

Nesse sentido, ressalta-se a necessidade da redução do intervalo de variação de umidade inicial permitido pelos órgãos fiscalizadores ( $\pm 2\%$ ), pois, como visto, dentro dos limites atuais, essas variações podem afetar significativamente o desempenho dos materiais e por conseguinte do pavimento como um todo. Além disso, deve-se ater ao fato de que, ainda que favorável à rigidez dos materiais, a compactação abaixo da umidade ótima resulta em solos mais suscetíveis à infiltração e à expansão, propícios a sofrer também os efeitos negativos decorrentes do acesso de água ao pavimento (umidade pós-compactação).

#### **4.11.2 Influência da variação de umidade pós-compactação na deformabilidade dos solos**

O protocolo de umedecimento e secagem adotado para as amostras submetidas aos ensaios triaxiais dinâmicos mostraram-se adequados, tendo em vista a baixa dispersão da umidade amostral, limitada em 3%. Não obstante, sugere-se uma maior investigação desse protocolo no que se refere aos ensaios de DP. Isso porque o tempo de homogeneização mínimo de 7 dias pode ter ocasionado deformações permanentes prévias, alterando os resultados desse ensaio.

A faixa de umidade de equilíbrio avaliada evidenciou tanto o melhoramento do comportamento mecânico dos solos como sua expressiva perda de capacidade suporte em função da atuação da dinâmica da sucção, associada aos processos de umedecimento e secagem simulados. No geral, os módulos de resiliência tenderam a

aumentar com a trajetória de secagem e a reduzir com o umedecimento. O comportamento plástico, por sua vez, simulado somente na condição considerada mais crítica (umedecimento), apresentou acréscimo das deformações plásticas com o acréscimo da umidade pós-compactação.

Os valores de rigidez dos solos dessa pesquisa revelaram ser mais influenciados pela variação de umidade na fase de pós-construção do que durante o processo de compactação. Em contrapartida, a umidade de compactação mostrou-se mais prejudicial às deformações permanentes dos solos do que o umedecimento pós-compactação, embora seja necessária uma maior investigação.

As mudanças no módulo de resiliência devido à secagem e ao umedecimento mostraram-se diretamente associadas ao teor de umidade inicial. Alguns desses resultados inclusive validaram a assertiva de que solos compactados abaixo da ótima são mais suscetíveis às mudanças de umidade do que solos compactados na umidade ótima e acima desta, considerando uma mesma densidade inicial. Isso mostra que apesar da resistência às deformações elásticas ser maior em teores de umidade abaixo da ótima, essa superioridade pode ser apenas ilusória, já que quando em contato com a água, sua rigidez é substancialmente reduzida, o que, no geral, reflete em um desempenho inferior em campo.

No geral, os resultados obtidos nessa pesquisa comprovaram o quão negativo é o impacto do umedecimento pós-compactação no comportamento mecânico dos solos não saturados, ressaltando a importância e a necessidade de sistemas de drenagem eficientes, assim como de cuidados redobrados para evitar o acesso de água ao pavimento por outros meios/fontes externas. Além disso, os estudos relacionados à variação de umidade pós-compactação contribuíram para o conhecimento do comportamento dos solos nessa situação, tendo em vista o reduzido número de pesquisas nacionais sobre esse assunto, principalmente no que se refere ao comportamento plástico dos materiais (características de deformação permanente).

#### **4.11.3 Influência dos aspectos físicos, químicos e mineralógicos no comportamento hidromecânico e microestrutural dos solos**

As microscopias eletrônicas de varredura evidenciaram estruturas típicas de solos lateríticos para os solos CA e PE (agregações + grãos de quartzo + matriz

argilosa) e característica de solos não lateríticos para o solo SL (argilominerais dispersos, sem aspecto cimentado), coerentes com o grau de intemperismo dos materiais. A matriz do solo PE mostrou-se mais densa, o que acredita-se estar relacionada à presença de illita em sua composição mineralógica.

Quanto às curvas características solo-água, constatou-se que o seu formato é governado pelo grau de intemperismo dos solos, o que explica o traçado bimodal dos solos CA e PE e unimodal do solo SL. Notou-se ainda a influência da mineralogia e do teor de finos, especialmente da argila, na capacidade de retenção de água dos materiais. A presença de illita aparentemente elevou essa capacidade de armazenamento, assim como a maior porcentagem de finos presente no material.

A infiltrabilidade apresentou uma clara relação com a granulometria dos materiais, sendo os solos mais argilosos àqueles que resultaram em menores coeficientes de sorção. Além disso, as capacidades de absorção de água dos materiais apresentaram-se concordantes com o esperado para seus respectivos grupos da classificação MCT.

O aumento de volume dos solos devido ao acréscimo de umidade (expansão) apresentou maior correlação com a mineralogia dos solos do que com a classificação MTC desses materiais, destacando-se o comportamento do solo SL. Apesar do expressivo teor de silte em sua composição, esse material apresentou expansões abaixo do esperado, possivelmente devido à presença do argilomineral illita em sua fração fina, considerado um mineral secundário parcialmente expansivo.

No geral, verificou-se uma relação direta entre os maiores módulos de resiliência obtidos e a natureza laterítica dos solos e uma relação inversa entre os maiores valores de rigidez e o teor de silte. Além disso, os valores de MR mostraram-se coerentes com as classificações MCT dos solos, destacando-se a rigidez superior do solo PE, que é justificada pelo seu comportamento transicional TG', mais próximo ao laterítico argiloso LG'. O comportamento resiliente dos materiais diante das variações de umidade mostrou estar associado ao tipo de solo, ao índice de plasticidade e à natureza laterítica do material. Solos argilosos, lateríticos e com maior IP são mais suscetíveis às variações de umidade a às mudanças na rigidez. Relações semelhantes foram verificadas para o acréscimo de DP com o acréscimo do teor de umidade em relação a um teor de umidade de referência.

Quanto às deformações permanentes finais, na umidade ótima verificaram-se relações com o comportamento laterítico dos solos, sua natureza laterítica e o teor de

silte do material. No geral, estabeleceram-se relações inversas, exceto pelo teor de silte, cuja relação direta indica que as deformações permanentes do solo tendem a aumentar com o acréscimo da quantidade de silte em sua composição. Com o acréscimo do teor de umidade, a tendência ao acúmulo de deformações permanentes se modificou. Nesse caso, constataram-se relações com as características químicas e mineralógicas do material.

Em relação à estabilização das deformações permanentes e ao enrijecimento dos solos após o ensaio de DP, notaram-se correlações diretas com a natureza laterítica, com o teor de finos e com o teor de argila presente nos solos. Todavia, vale ressaltar que essa tendência (teor de finos e argila) só é razoável e válida para solos lateríticos. Ademais, o ganho de rigidez mostrou-se fortemente associado ao comportamento laterítico do material.

Em suma, esses resultados evidenciam a importância da determinação das características físicas, químicas e mineralógicas dos solos tropicais empregados na pavimentação, visto contribuírem para uma melhor compreensão do comportamento hidromecânico desses materiais, além de proporcionar uma noção preliminar do seu desempenho em campo.

#### **4.11.4 Relação entre a sucção e o comportamento hidromecânico e microestrutural dos solos**

A sucção matricial comprovou ser um parâmetro importante na compreensão do comportamento dos solos não saturados, pois apresentou correlação com todas as propriedades avaliadas. A sucção estabeleceu relações diretas com a infiltrabilidade, expansão e rigidez dos solos e inversa com as características de deformação permanente dos materiais. Isso significa que, para um mesmo material, quanto maior a sucção matricial, maior a capacidade de infiltração de água do solo, maior a expansibilidade do material, maior o seu módulo de resiliência e maior a sua resistência às deformações plásticas.

No estudo acerca da deformabilidade dos solos constatou-se que, para um mesmo teor de umidade (de ensaio), podem-se ter diferentes respostas resilientes e plásticas do material, dependendo da sua umidade de compactação e das trajetórias pós-compactação sofridas. Apesar de apresentarem a mesma umidade, suas sucções são distintas, visto que além da variável umidade, a sucção depende de outros fatores

intervenientes no comportamento hidromecânico dos materiais, como estrutura, textura e mineralogia. Nesse sentido, a sucção pode ser considerada uma variável mais adequada para representar os efeitos da variação de umidade no comportamento elástico e plástico dos solos submetidos a carregamentos cíclicos. À vista disso, foram propostos modelos de previsão de MR e DP que incorporassem os efeitos da sucção na deformabilidade dos solos tropicais utilizados na pavimentação.

O modelo de previsão do módulo de resiliência foi elaborado com base nos modelos de Zhang et al. (2018) e Freitas et al. (2020). A equação apresenta uma estrutura mais próxima do modelo composto amplamente utilizado no Brasil e considera somente a sucção como variável associada à umidade. O modelo foi calibrado com os três solos dessa pesquisa e validado com mais dois solos de pesquisas externas, mostrando-se adequado e preditivo, representando mais uma opção para o ajuste matemático de dados experimentais de ensaios de MR realizados em solos tropicais.

A proposta de adaptação do modelo de previsão de deformação permanente de Guimarães (2009) incluiu tanto os efeitos da variação de umidade ( $w-w_{opt}$ ) como da sucção matricial. A equação é simples, composta de seis constantes de regressão e válida para a previsão do comportamento plástico de solos submetidos ao umedecimento pós-compactação. Apesar da impossibilidade de validação do modelo, em virtude da escassez de trabalhos sobre o assunto, o modelo mostrou-se promissor, necessitando, no entanto, de maiores estudos para sua completa validação e aperfeiçoamento.

#### **4.11.5 Síntese do comportamento hidromecânico dos materiais**

O solo CA apresentou características de expansão dentro dos limites estabelecidos para solos de subleito (até 2%) em todas as condições de umidade iniciais avaliadas. A sua capacidade de infiltração foi considerada baixa, exceto nas amostras compactadas abaixo da umidade ótima, cuja infiltrabilidade passou a ser intermediária. A rigidez desse material mostrou-se consoante à sua classificação MCT, estando qualificado para uso em subleitos rodoviários. Além disso, o acréscimo de umidade não afetou significativamente essa característica do material, evidenciando o bom comportamento resiliente do solo.

Esse material destacou-se ainda pelo seu bom comportamento plástico, com baixas deformações permanentes acumuladas, ganho de rigidez associado ao carregamento, sendo pouco influenciado pelo acréscimo de umidade (compactação e pós-compactação) e tendendo, na grande maioria dos casos, ao acomodamento das deformações plásticas. No geral, o solo CA mostrou-se o material com melhor desempenho global dentre os solos estudados nessa pesquisa.

O solo PE apresentou um excelente comportamento no teor de umidade ótimo, destacando-se por apresentar a maior rigidez dentre os materiais em estudo, deformações permanentes adequadas nesse teor, baixa infiltrabilidade e expansibilidade inferior ao requerido por norma. No entanto, foi o material que apresentou a maior suscetibilidade ao acréscimo de umidade, refletindo nos maiores acréscimos de DP e nas maiores perdas de rigidez, seja a partir das variações de umidade de compactação ou de pós-compactação. Por isso, exibiu o maior número de condições com ocorrência de colapso incremental, onde as deformações plásticas foram excessivas, caracterizando a ruptura em termos práticos.

Além disso, se compactado abaixo da umidade ótima esse material apresenta grandes chances de se tornar um solo problemático, visto ter apresentado infiltrabilidade intermediária e excesso de expansão, superando o limite de 2% estabelecido para solos de subleito. Adicionalmente, essa maior facilidade de infiltração de água por parte do solo associada à sua fragilidade na presença de umidade reduz drasticamente o seu desempenho mecânico em campo. Em suma, o solo PE evidenciou ser o material com o comportamento mais instável dentre os solos estudados. Contudo, pode ser utilizado na pavimentação desde que se evite a sua compactação abaixo da umidade ótima e se garanta o seu isolamento ao acesso de umidade.

O solo SL apresentou o comportamento mais constante dentre os materiais em estudo nessa pesquisa. Isso porque mostrou ser o solo com o comportamento resiliente menos influenciado pela variação de umidade de compactação, além de exibir os menores acréscimos de DP com o aumento do teor de umidade (compactação e pós-compactação) e apresentar o menor ganho de rigidez frente às solicitações cíclicas, apesar da maior contribuição da sucção (perda de umidade associada ao tempo de ensaio).

Constatou-se que o grande problema desse material pode ser considerado o fato dele não apresentar indícios de acomodamento para altos níveis de tensões, ou

seja, o solo tende a continuar acumulando deformações permanentes ao longo da sua vida útil. Ademais, o solo SL apresentou a maior suscetibilidade à infiltração de água se comparado aos demais materiais, ainda que na maior parte dos casos esta infiltração tenha sido intermediária. As expansões para esse material estabeleceram-se dentro dos limites exigidos, exceto quando compactado abaixo da ótima. Nesse caso, deve-se atentar para os possíveis danos ao pavimento associado a essa maior facilidade de infiltração e expansão do solo. No geral, apesar de ser um material com alto teor de silte e por isso pouco empregado na pavimentação, o solo SL apresentou um comportamento hidromecânico passível de utilização em subleitos rodoviários, desde que compactado na umidade ótima, protegido do umedecimento pós-compactação e adequadamente confinado em campo.

Quanto ao comportamento hidromecânico global dos materiais, constatou-se que a deformação permanente não é, de fato, um fator preponderante no desempenho dos três solos deste estudo empregados em subleitos de pavimentos flexíveis convencionais, mesmo quando submetidos às variações de umidade de compactação e pós-compactação. Isso porque, além de baixas deformações permanentes totais, estas, em sua grande maioria, tenderam ao *shakedown*. Em contrapartida, para altos níveis de tensões como àqueles atuantes na fundação de pavimentos delgados, essas deformações podem vir a se tornar determinantes devido à tendência ao escoamento plástico e em alguns casos ao colapso incremental dos solos.

Por fim, a partir dos resultados apresentados pode-se concluir que um material com comportamento mecânico satisfatório na umidade ótima, pode vir a se tornar um solo com péssimo desempenho se compactado acima da umidade ótima ou submetido ao umedecimento pós-compactação, destacando-se novamente a importância do controle tecnológico durante a compactação e da construção de sistemas de drenagem eficientes que restrinjam o acesso de água ao pavimento durante sua vida útil.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente tese teve como objetivo geral avaliar os efeitos da sucção na deformabilidade de três solos tropicais típicos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. Além da variação de umidade pós-compactação, principal enfoque dessa pesquisa, outros fatores condicionantes da sucção também foram investigados, principalmente àqueles associados às características iniciais de compactação. Adicionalmente, buscou-se o desenvolvimento de modelos de previsão de MR e DP que incluíssem essa variável de grande importância no entendimento do comportamento de solos não saturados.

Acredita-se que os objetivos tenham sido atingidos e que a pesquisa tenha contribuído ainda para a disseminação da relevância da sucção no comportamento hidromecânico de materiais utilizados na pavimentação. Ademais, os resultados fornecem dados interessantes para a ampliação do banco de dados do MeDiNa, sobretudo por incorporar condições de umidade diferentes da umidade ótima.

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas a partir da análise dos resultados, bem como sugestões para trabalhos futuros.

### 5.1 CONCLUSÕES

A partir dos resultados e discussões foi possível obter as seguintes conclusões:

- a) Os diferentes métodos de compactação (dinâmica, estática e por amassamento) não interferiram na microestrutura dos solos compactados na umidade ótima e, logo, não impactaram na capacidade de retenção de água e na infiltrabilidade do solo CA, além de não influenciarem na rigidez dos três solos estudados, salvo pela compactação por amassamento. Essa técnica apresentou módulos de resiliência inferiores, possivelmente devido aos problemas encontrados durante a moldagem e extração dos corpos de prova do compactador giratório Superpave.
- b) O acréscimo na energia de compactação resultou em um melhor arranjo das partículas, ocasionando uma maior capacidade de retenção do solo, além de uma maior resistência às deformações resilientes (maior rigidez) por parte do material. Isso deixa clara a necessidade de substituição da energia normal,

ainda amplamente utilizada na compactação de subleitos rodoviários, tendo em vista o desempenho bastante superior proporcionado pelo maior esforço de compactação, nesse caso, referente à energia intermediária.

- c) A variação do teor de umidade de compactação provocou alterações na microestrutura dos solos, impactando nas suas propriedades de interesse: quanto maior o teor de umidade inicial, menor a infiltrabilidade, a expansibilidade e o módulo de resiliência do solo e maior a sua capacidade de armazenamento de água e o acúmulo de deformações permanentes por parte do material. Ainda que favorável à rigidez dos solos, a compactação abaixo da umidade ótima resulta em materiais mais vulneráveis à infiltração de água e à expansão, bem como à perda drástica de rigidez diante do umedecimento. Logo, conclui-se que é preciso reduzir a faixa de variação de umidade inicial permitida em campo, a julgar pela notável diferença de comportamento hidromecânico dos materiais, resultando em desempenhos bastante distintos em serviço, que podem vir a impactar consideravelmente no desempenho do pavimento como um todo.
- d) A variação de umidade pós-compactação adotada para simular a umidade de equilíbrio do solo em campo evidenciou que a perda de umidade (secagem) aumenta a rigidez dos solos, ao passo que o umedecimento tende a diminuir essa rigidez e aumentar as deformações plásticas dos materiais. Esses resultados demonstram a importância e a necessidade de sistemas de drenagem bem projetados e eficientes, que evitem o acesso de água ao pavimento e principalmente ao subleito, considerando os efeitos comprovadamente negativos do umedecimento pós-compactação na deformabilidade de solos não saturados empregados na pavimentação.
- e) O grau de intemperismo, a granulometria, a mineralogia, a plasticidade e o comportamento associado à classificação MCT foram os aspectos dos solos que apresentaram o maior número de correlações com o seu respectivo comportamento hidromecânico e microestrutural. Isso demonstra que é possível se ter uma noção preliminar do desempenho dos materiais a partir dos resultados de ensaios mais simples, além de ressaltar a importância da obtenção das características físicas, químicas e mineralógicas dos materiais utilizados na pavimentação, especialmente dos solos tropicais, para uma melhor compreensão do seu comportamento em campo.

- f) No geral, os materiais estudados apresentaram comportamentos hidromecânicos aceitáveis para uso em subleitos rodoviários, desde que devidamente compactados na umidade ótima e protegidos do umedecimento. Isso porque as variações de umidade de compactação e pós-compactação podem, em alguns casos, prejudicar o desempenho desses materiais a ponto de desencadear ou acelerar os mecanismos de degradação do pavimento.
- g) A deformação permanente não demonstrou ser um fator preponderante no comportamento dos três solos em estudo quando empregados em subleitos de pavimentos convencionais, mesmo diante das variações de umidade de compactação e pós-compactação, tendo em vista que, no geral, as deformações plásticas totais foram baixas e, em sua grande maioria, tenderam ao estado de *shakedown*. Por outro lado, em pavimentos esbeltos, cujos níveis de tensões tendem a ser mais alto, essas deformações podem acabar se tornando relevantes, principalmente em virtude da tendência ao escoamento plástico e/ou colapso incremental dos solos.
- h) A sucção matricial comprovou ser um parâmetro importante na compreensão do comportamento dos solos não saturados, visto ter apresentado correlação com todas as propriedades de interesse avaliadas. Nesse sentido, elaboraram-se modelos de previsão do módulo de resiliência e da deformação permanente incorporando esse parâmetro, apresentados aqui novamente nas Equações 45 e 46, respectivamente. Esses modelos se mostraram altamente preditivos, constituindo importantes ferramentas a serem incorporadas aos métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos atuais.

$$M_R = k_1 \cdot p_a \cdot (\Delta/p_a)^{k_2} \cdot (\psi/p_a + k_3)^{k_4} \quad (45)$$

$$\varepsilon_P(\%) = (\sigma_3/p_a)^{\psi_1} \cdot (\sigma_d/p_a)^{\psi_2} \cdot (N)^{\psi_3} \cdot (e^{\psi_4 - \psi_5 \cdot (w - w_{opt})}) \cdot (\psi_m/p_a)^{\psi_6} \quad (46)$$

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Aprofundar os estudos sobre a estabilidade dos poros intra-agregados dos solos tropicais diante do acréscimo do esforço de compactação;
- Avaliar a infiltrabilidade dos solos considerando a faixa de umidade de equilíbrio dos materiais em campo;

- Aprofundar os estudos sobre a compactação por amassamento no compactador giratório Superpave (CGS);
- Realizar análises microestruturais em amostras indeformadas de solos argilosos extraídas da camada final de terraplenagem e comparar com os métodos de compactação laboratoriais com o intuito de avaliar o método que mais se aproxima da compactação no campo;
- Avaliar a resposta hidromecânica e microestrutural dos solos, considerando diferentes métodos de compactação em condições de umidade diferentes da umidade ótima;
- Propor melhorias no protocolo de preparação das amostras para o ensaio de deformação permanente, incluindo as amostras submetidas às variações de umidade pós-compactação;
- Complementar as características de deformação permanente dos solos dessa pesquisa com resultados de amostras compactadas abaixo da umidade ótima e posteriormente submetidas ao umedecimento;
- Avaliar o acúmulo de deformação permanente considerando graus de compactação inferiores a 100%, simulando a falha na compactação em campo e/ou a falta de controle tecnológico desse processo;
- Realizar análises mecanicistas simulando a aplicabilidade dos solos estudados na fundação de pavimentos flexíveis robustos e de baixo volume de tráfego, de modo a avaliar a resposta do sistema diante das condições de umidade simuladas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABU-FARSAKH, M. Y. et al. Incorporating the effect of moisture variation on resilient modulus for unsaturated fine-grained subgrade soils. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, No. 2510, Washington, DC., pp. 44-53, 2015.

ALBERS, A. P. F. et al. Um método simples de caracterização de argilominerais por difração de raios X. **Cerâmica (online)**, vol. 48, n° 305, pp. 34-37, 2002.

AL-KHAFAF, S.; HANKS R. J. Evaluation of the filter paper method for estimating soil water potential. **Soil Science**, v.117 (4), pp. 194-199, 1974.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **T 307-99**: Determining the resilient modulus of soils and aggregate materials. Washington D.C., 41p., 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5298**: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. Annual Book of ASTM Standards, 2016.

AMORIM, C. L. G. **Estudo do efeito das interações água-argila no inchamento de argilominerais através da difração de raios X**. Tese (Doutorado em Engenharia Nuclear), COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 128p., 2007.

ARANOVICH, L. A. S. **Desempenho de pavimentos de baixo custo no estado do Paraná**. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro, 359p., 1985.

ARYA, L. M.; PARIS, J. F. A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. **Soil Science Society of America Journal**, 45: pp. 1023-1030, 1981.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 8p., 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 10p., 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 5p., 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 3p., 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 12p., 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 9p., 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895**: Solo – Índice de suporte Califórnia – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 14p., 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 18**: Cimento Portland – Análise química – Determinação de perda ao fogo. Rio de Janeiro, 4p., 2012.

AZEVEDO, A. C.; VIDAL TORRADO, P. Esmectita, vermiculita, minerais com hidróxi entre camadas e clorita. In: MELO, F. M., & ALEONI, L. R. F. (Eds) **Química e mineralogia do solo - Parte I**. SBCS, v. 2, Viçosa, pp. 382-426, 2009.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica**: materiais, projetos e restauração. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 558p., 2007.

BAPTISTA, G. M. M.; NETTO, J. S. M.; MENESES, P. R. Determinação da relação sílica-alumina a partir dos dados do sensor AVIRIS (JPL/NASA), para discretização espacial do grau de intemperismo de solos tropicais. In: IX Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Santos, SP, **Anais...**, pp. 1345-1355, 1998.

BASTOS, C. A. B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 278 p., 1999.

BASTOS, J. B. S. **Influência da variação de umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, 164p., 2013.

BAYOMI, F. M.; AL-SANAD, H. A. Deformation characteristics of subgrade soils in Kuwait. **Transportation Research Record 1406**, Washington, DC, No. 146, pp. 77-87, 1993.

BENEVELI, R. M. **Estudo dos efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento de um solo compactado em laboratório**. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2002.

BERNUCCI, L. L. B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 237p., 1995.

BERNUCCI, L. L. B. et al. **Pavimentação Asfáltica**: Formação Básica para Engenheiros, Rio de Janeiro, PETROBRAS, ABEDA, 540p., 2010.

BICALHO K. V. et al. Filter paper method of soil suction measurement. In: 13<sup>th</sup> Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Isla Margarita, Venezuela, **Proceedings...**, vol. 1., pp. 215-219, 2007.

BICALHO, K. V. et al. Evaluation of filter paper calibrations for indirect determination of soil suctions of an unsaturated compacted silty sand. In: 17<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, **Proceedings...**, vol. 1, pp. 777-780, 2009.

BIGARELLA, J. J.; SALAMUNI, R. Early mesozoic wind patterns as suggested by dune bedding in the Botucatu sandstone of Brazil and Uruguay. **Geological Society of America**. GSA, USA: vol. 72, No. 7, pp. 1089-1105, 1961.  
DOI: 10.1130/0016-7606(1961)72[1089:EMWPAS]2.0.CO;2

BONZANINI, J. A. F. **Estudo dos efeitos do tamanho de corpos-de-prova no módulo de resiliência de quatro solos**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2011.

BROWN, S. F.; HYDE, A. F. L. Significance of cyclic confining stress in repeated load triaxial testing of granular material. **Transportation Research Record 537**, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 49-58, 1975.

BUDNY, J. **Verificação do potencial de estabilização de um solo laterítico com uso de ácido fosfórico, ácido cítrico e cinza de casca de arroz**. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro, 232p., 2018.

BULUT, R.; LYTTON, R. L.; WRAY, W. K. Soil Suction measurements by filter paper. In: Expansive Clay Soils and Vegetative Influence on Shallow Foundations. **ASCE Geotechnical Special Publication No.115**, Houston, Texas, pp. 243-261, 2001.

BURGOS, J. F. **Influência da microestrutura no comportamento mecânico dos solos tropicais naturais e compactados**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, 149p., 2016.

BURGOS, P. C.; FONTES, L. C. A. A. Comportamento geotécnico da expansão de dois solos saprolíticos compactados. In: 5<sup>o</sup> Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, São Paulo, **Anais...**, vol 1, pp. 411-415, 2004.

BURLAND, J. B.; RIDLEY, A. M. The importance of suction mechanics. In: 12<sup>th</sup> Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur, Malaysia, **Proceedings...**, 1996.

CAETANO-CHANG, M. R.; WU, F. T. Arenitos flúvio-eólicos da porção superior da Formação Pirambóia no centro-leste paulista. **Revista Brasileira de Geociências**, 36 (2): pp. 296-304, 2006. DOI: 10.25249/0375-7536.2006362296304

CALLEGARO, M. S. et al. Análise estatística do módulo de resiliência de solos submetidos às diferentes sequências de tensões recomendadas pela norma DNIT ME

134/2018. In: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XX COBRAMSEG, Campinas, **Anais...**, 2021. No prelo.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Propriedades e comportamento de solos tropicais não saturados. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, São Paulo, **Anais...**, vol. 2, pp. 597-616, 2004.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais de solos naturais e compactados. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Orgs.) **Solos não saturados no contexto geotécnico**. ABMS, cap. 3, São Paulo, p. 39-78, 2015.

CERATTI, J. A.; GEHLING, W. Y. Y.; NÚÑEZ, W. P. Seasonal variations of a subgrade soil resilient modulus in southern Brazil. In: Geology and Properties of Earth Materials, Washington, D. C., **Journal of the Transportation Research Board**, No. 1874, pp. 165-173, 2004.

CHANDLER, R.J.; CRILLY, M.S.; MONTGOMERY-SMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering**, vol. 92 (2), pp. 82-89, 1992.  
DOI: 10.1680/icien.1992.18771

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Mapa geológico do estado do Rio Grande do Sul**. Brasília: CPRM, Escala 1: 750.000, 2006.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Atlas Pluviométrico do Brasil**: Mapa indicando o mês mais seco e mais chuvoso de 1977 a 2006. Brasília: CPRM, Escala 1: 5.000.000, 2011. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br/publique/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?infoid=1351&sid=9#PT>> Acesso em: jun. 2018

CORINGA, E. A. O.; WEBER, O. L. S. Ponto de efeito salino nulo de latossolos da microbacia Chico Nunes, Mato Grosso. **Revista Brasileira de Ciência do Solo** (online), vol 32, nº 1, pp. 441-448, 2008. DOI: 10.1590/S0100-06832008000100042

CRISPIM, F. A. **Influência de variáveis de compactação na estrutura dos solos: caracterizações geotécnica, química, mineralógica e microestrutural**. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 125p., 2010.

CUSTÓDIO, D. A. S. **A influência da saturação pós-compactação no comportamento resiliente de dois solos do Rio Grande do Sul empregados em subleito rodoviário**. Trabalho de Conclusão de Curso, Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 94 p., 2019.

DALLA ROZA, A. E. **Contribuição para projeto mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos na região norte do estado do Mato Grosso**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro, 161p., 2018.

DALLA ROZA, A. E.; LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G. Avaliação da correlação entre o módulo de resiliência e a classificação MCT de solos finos argilosos. In: 32º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, 32º ANPET, Gramado, **Anais...**, pp. 2064-2075, 2018.

DAMO, T. P. **Classificação dos solos e rochas sedimentares da região de Santa Maria/RS segundo a metodologia MCT**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, 121p., 2016.

DANTAS, G. H. S. **Estudo do emprego do compactador giratório Superpave na compactação se um solo argiloso**. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 125p., 2013.

DE CAMPOS, T. M. P. et al. Determinação da Curva Característica de Sucção em Laboratório. In: 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – 1ª COBRAE, Rio de Janeiro, **Anais...**, pp. 835-851, 1992.

DEER, W. A.; HOWIE, R. A.; ZUSSMAN, J. **Minerais constituintes das rochas: uma introdução**. 2ª ed. Fundação Calouste Gulbenkian, 738p., 1992.

DELONGUI, L. **Determinação de parâmetros mecânicos para dimensionamento de pavimentos com resíduos de construção e demolição**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 244p., 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 030**: Solos – Determinação das relações sílica-alumina e sílica-sesquióxidos em solos. Rio de Janeiro, 6p., 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 228**: Solos – Compactação em equipamento miniatura. Rio de Janeiro, 14p., 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 254**: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão. Rio de Janeiro, 14p., 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 256**: Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, 6p., 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 258**: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV. Rio de Janeiro, 14p., 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT IE 179**: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 20p., 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT ME 134**: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 18p., 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT ME 160**: Solos – Determinação da expansibilidade – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 7p., 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Publicação IPR 719**: Manual de Pavimentação. 3ª ed. Rio de Janeiro, 274p., 2006.

DRUMM, E. C. et al. Subgrade resilient modulus correction for saturation effects. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 123, No. 7, pp. 663-71, 1997.

DURNER, W. Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. **Water Resources Research**, vol. 30 (2), pp. 211-223, 1994.

EDIL, T. B.; MOTAN, S. E. Soil-water potential and resilient behavior of subgrade soils. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., No. 705, pp. 54-63, 1979.

ELKADY, T. Y. et al. Effect of compaction state on the soil water characteristic curves of sand–natural expansive clay mixtures. **European Journal of Environmental and Civil Engineering**, vol. 21 (3), pp. 289-302, 2017.  
DOI: 10.1080/19648189.2015.1112844

ERLINGSSON, S.; RAHMAN, M. S. Evaluation of permanent deformation characteristics of unbound granular materials by means of multistage repeated-load triaxial tests. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, No. 2369, Washington, D.C., pp. 11-19, 2013.  
DOI: 10.3141/2369-02

ESPINOSA, V. R. P. **Ensaio triaxiais de carga repetida de uma brita**. Dissertação de Mestrado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 107p., 1987.

FARIAS, W. M. et al. Influência da Compactação nos Micro e Mesoporos Nanoestruturados e na Área Superficial Específica de um solo Laterítico. In: VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Pirenópolis, Goiás, Kelps, **Anais...**, vol. 1, pp. 169-175, 2011.

FERNANDES, L. P. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de diferentes tipos de solos do Rio Grande do Sul**. Tese (doutorado) – Universidade Federal de Santa Maria, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, 2020. No prelo.

FERREIRA, J. G. H. M. **Elaboração e análise de base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UFRJ**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 251p., 2002.

FERREIRA, S. R. M.; OLIVEIRA, J. T. R.; GONZÁLEZ, Y. V. Técnicas de amostragem e preparação de amostras. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Orgs.) **Solos não saturados no contexto geotécnico**. ABMS, cap. 7, São Paulo, p. 145-179, 2015.

FERRI, S. **Contribuições ao estudo do comportamento mecânico de solos de subleito para fins de projeto de pavimentos asfálticos**. Tese (doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 505p., 2018.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 329p., 2007.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress state variables for unsaturated soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, vol. 103, pp. 447-446, 1977.

FREDLUND, D. G. Second Canadian geotechnical colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 16 (1), pp. 121-139, 1979.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. An overview of unsaturated soil behaviour. Proceedings of ASCE Specialty Series on Unsaturated Soil Properties, Dallas, Texas, **Proceedings...**, pp. 1-31, 1993a.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wiley, New York, 517p., 1993b.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 31 (3), pp. 521-532, 1994.

FREDLUND, D. G. et al. Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. In: 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated Soils, Paris, France, **Proceedings...**, vol. 1, pp. 63-70, 1995.

FREDLUND, D. G. The emergence of unsaturated soil mechanics. **The Fourth Spencer J. Buchanan Lecture**, College Station, Texas, A & M University Press, 39p., 1996.

FREDLUND, D. G. Use of the soil-water characteristic curve in the implementation of unsaturated soil mechanics. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, Brazil, **Proceedings...**, 2002.

FREDLUND, D. G. Unsaturated soil mechanics in engineering practice. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 132, No. 3, pp. 286-321, 2006. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:3(286)

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 2012.

FREDLUND, D. G.; HOUSTON, S. L. Interpretation of soil-water characteristic curves when volume change occurs as soil suction is changed. In: Advances in Unsaturated Soils - Proceedings of the 1<sup>st</sup> Pan-American Conference on Unsaturated Soils, PanAmUNSAT 2013, **Proceedings...**, pp. 15-31, 2013.

FREDLUND, M. D.; WILSON, G. W.; FREDLUND, D. G. Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 39: pp. 1103-1117, 2002.

FREITAS, J. B.; REZENDE, L. R.; GITIRANA JR., G. F. N. Prediction of the resilient modulus of two tropical subgrade soils considering unsaturated conditions. **Engineering Geology**, vol. 270, 2020. DOI: 10.1016/j.enggeo.2020.105580

GALLIPOLI, D.; WHEELER, S. J.; KARSTUNEN, M. Modeling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. **Géotechnique**, vol. 53 (1), pp. 105-112, 2003.

GEHLING, W. Y. Y. et al. Relação entre a sucção e o módulo de resiliência: Estudo de campo e laboratório. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília. **Anais...**, vol. 1., pp. 629-634, 1998.

GEHLING, W. Y. Y. et al. Estruturas de pavimento no contexto dos solos não saturados. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Orgs.) **Solos não saturados no contexto geotécnico**. ABMS, cap. 25, São Paulo, p. 687-731, 2015.

GITIRANA JR., G. F. N.; FREDLUND, D. G. A soil-water characteristic curve equation with independent properties. **Technical Notes, ASCE Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**, vol. 130 (2), pp. 209-213, 2004.  
DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:2(209)

GITIRANA JR., G. F. N.; MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A. A curva de retenção de água de materiais porosos. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Orgs.) **Solos não saturados no contexto geotécnico**. ABMS, cap. 9, São Paulo, p. 205-229, 2015.

GOMES, C. F. **Argilas: o que são e para que servem**. Fundação Calouste Gulbenkian: 457p., 1988

GOMES, M. S.; GUIMARÃES, A. R.; MARQUES, M. E. S. Estudo da influência do tipo de finos no comportamento resiliente de solos tropicais para uso em pavimentos. **Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais**, v.9, n.5, pp.78-87, 2018. DOI: 10.6008/CBPC2179-6858.2018.005.0008

GONÇALVES, R. F. **Estudo da influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso encontrado em subleito de rodovias no interior paulista**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 149p., 1999.

GUIMARÃES, A. C. R. **Estudo de deformação permanente em solos e teoria do *shakedown* aplicada a pavimentos flexíveis**. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 279p., 2001.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 352p., 2009.

GUPTA, S. C.; LARSON, W. E. A model for predicting packing density of soils using particle size distribution. **Soil Science**, Soc. Am. J. 43:738-764, 1979.

GUPTA, S. C. et al. **Pavement Design Using Unsaturated Soil Technology**. MN/RC-2007-11. Minnesota Department of Transportation, Saint Paul, Minnesota, 2007.

HAMBLIN, A. P. Filter paper method for routine measurement of field water potential. **Journal of Hydrology**, vol. 53, pp. 355-360, 1981.

HAN, Z.; VANAPALLI, S. K. Normalizing variation of stiffness and shear strength of compacted fine-grained soils with moisture content. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 143 (9): 04017058, 2017.  
DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001745.

HARR, M. E. **Reliability-based design in civil engineering**. New York: McGraw-Hill, 1987.

HAVERKAMP, R.; PARLANGE, J. Y. Predicting the water retention curve from particle size distribution: I. Sandy soils without organic matter. **Soil Science**, vol.142, No. 6, pp. 325-339, 1986.

HEIDEMANN, M. **Estudo dos solos de uma encosta instável em São José – SC: Intemperismo e comportamento geotécnico**. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 298 p., 2015.

HEIDEMANN, M. et al. Influence of structure in the soil-water characteristic curves of two residual soils of granite. In: 3<sup>rd</sup> European Conference on Unsaturated Soils – E-UNSAT 2016, **E3S Web of Conferences 9**, 11002, vol. 9, 2016.  
DOI: 10.1051/e3sconf/20160911002

HOFF, I.; BAKLOKK, L. J.; AURSTAD, J. Influence of laboratory compaction method on unbound granular materials. In: 6<sup>th</sup> International Symposium on Pavements Unbound, Nottingham, England, **Proceedings...**, 2004.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. **An introduction to geotechnical engineering**. New Jersey: Prentice-Hall, 747p., 1981.

HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; WAGNER, A. M. Laboratory filter paper suction measurements. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 17 (2), pp. 185-194, 1994.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Folha SH.22 Porto Alegre e parte das folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: Geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação e uso potencial da terra**. Levantamento dos Recursos Naturais, vol. 33, Rio de Janeiro: IBGE, 796p., 1986.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Mapa exploratório de solos do estado do Rio Grande do Sul**. Rio de Janeiro: IBGE, Escala 1: 1.000.000, 2002.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Manual técnico de pedologia**. Manuais técnicos em geociências, 3ª ed., Rio de Janeiro: IBGE, 430p., 2015.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Área da unidade territorial**. Rio de Janeiro: IBGE, 2016. Disponível em: <[http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/cartografia/default\\_territ\\_area.shtm](http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/cartografia/default_territ_area.shtm)>. Acesso em: jun. 2018

JING, P.; NOWAMOOZ, H.; CHAZALLON, C. Permanent deformation behaviour of a granular material used in low-traffic pavements. **Road Materials and Pavement Design**, vol. 19 (2), pp. 289-314, 2018.

KAUL, P. F. T. Geologia. In: INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Geografia do Brasil: Região Sul**, v.02, Rio de Janeiro: IBGE, pp. 29-54, 1990.

KERN, C. **Análise de desempenho de pavimentos da rede temática de asfalto no Rio Grande do Sul: a avaliação de um pavimento submetido à oscilação do lençol freático**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 166p., 2017.

KHALILI, N. E.; KHABBAZ, M. H. A. A unique relationship for  $\chi$  for determination of the shear strength of unsaturated soil. Technical Note. **Geotechnique**, vol. 48, No. 5, pp.681-687, 1998.

KHOURY, C. N.; KHOURY, N. N.; MILLER, G. A. Effect of cyclic suction history (hydraulic hysteresis) on resilient modulus of unsaturated fine-grained soil. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board** **2232 (1)**, pp. 68-75, 2011. DOI: 10.3141/2232-07

KHOURY, N. N. et al. Effect of soil suction on resilient modulus of subgrade soil using the filter paper technique. In: Annual Meeting of Transportation Research Board, 82, 2003, Washington, D.C. **Proceedings...** Washington, D.C.: TRB, 2003. CD-ROM.

KHOURY, N. N.; ZAMAN, M. M. Correlation between resilient modulus, moisture variation, and soil suction for subgrade soils. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, No. 1874, Washington, D.C., pp. 99-107, 2004.

KHOURY, N.; BROOKS, R.; KHOURY, C., Environmental influences on the engineering behavior of unsaturated undisturbed subgrade soils: Effect of soil suctions on resilient modulus. **International Journal Geotechnical Engineering** 3:2, pp. 303–311, 2009a. DOI: 10.3328/IJGE.2009.03.02.303-311

KHOURY, N. N. et al. Variations of resilient modulus of subgrade soils with postcompaction moisture contents. **Transportation Research Record: Journal of**

**the Transportation Research Board**, No. 2101, Washington, D.C., pp. 72-81, 2009b. DOI: 10.3141/2101-09

KIM, D.; KIM, J. R. Resilient behavior of compacted subgrade soils under the repeated triaxial test. **Construction and Building Materials**, v. 21, pp. 1470-1479, 2007. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2006.07.006

KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F. **Craig Mecânica dos solos**. 8ª ed. LTC, 420p., 2012.

KOEPPEN, W. **Climatología**: Con un estudio de los climas de la Tierra. Fondo de Cultura Economica, México, 2ª ed, 479p., 1948. Disponível em: [https://issuu.com/lucaspestana/docs/koeppen\\_climatologia](https://issuu.com/lucaspestana/docs/koeppen_climatologia). Acesso em: nov. 2020.

KUINCHTNER, A.; BURIOL, G. A. Clima do estado do Rio Grande do Sul segundo a classificação climática de Köppen e Thornthwaite. **Disciplinarum Scientia**. Série: Ciências Exatas, Santa Maria, v.2, n.1, pp.171-182, 2001.

LEINZ, V. Contribuição à geologia dos derrames basálticos do sul do Brasil. **Boletim CIII**, Geologia, No. 5, Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras, Universidade de São Paulo, 61p., 1949.

LEKARP, F.; RICHARDSON, I. R.; DAWSON, A. Influences of permanent deformation behavior of unbound granular materials. **Transportation Research Record 1547**, Washington, D. C., pp. 68-75, 1996.

LEKARP, F; DAWSON, A. Modelling permanent deformation behavior of unbound granular materials. **Construction and Building Materials**, vol. 12, No. 1, pp. 9-18, Elsevier Science Ltd, 1998.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the Art. II: Permanent strain response of unbound aggregates. American Society of Civil Engineers (ASCE) **Journal of Transportation Engineering**, vol. 126, No. 1, pp. 76-83. 2000.

LEONG, E. C.; HE, L.; RAHARDJO, H. Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurement. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 25, No. 3, pp. 322-332, 2002.

LI, D.; SELIG, E. Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. **Journal of Geotechnical Engineering**. ASCE, vol. 120, No. 6, pp. 939-957, 1994.

LI, X.; LI, J. H.; ZHANG, L. M.; Predicting bimodal soil–water characteristic curves and permeability functions using physically based parameters. **Computers and Geotechnics 57 (0)**, pp. 85-96, 2014. DOI: 10.1016/j.compgeo.2014.01.004

LIANG, R. Y.; RABAB'AH, S.; KHASAWNEH, M. Predicting Moisture-Dependent Resilient Modulus of Cohesive Soils Using Soil Suction Concept. **Journal of Transportation Engineering**, vol. 134, No. 1, pp. 34-40, 2008. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(2008)134:1(34)

LIKOS, W. J.; LU, N. Filter paper technique for measuring total soil suction. **Transportation Research Record 1786**, paper No. 02-2140, pp. 120-128, 2002.

LIMA, C. D. A. et al. Contribution to the study of Brazilian tropical soils as pavement materials. In: 13th ISAP (International Society for Asphalt Pavements) Conference on Asphalt Pavements, ISAP 2018, **Proceedings...**, Fortaleza, CE, 2018.

LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G.; ARAGÃO, F. T. S. Análise das tensões aplicadas nos ensaios de deformação permanente de solos e britas para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos. In: 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, 33º ANPET, Balneário Camboriú, **Anais...**, pp. 1222-1233, 2019a.

LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G.; ARAGÃO, F. T. S. Effects of Compaction Moisture Content on Permanent Deformation of Soils Subjected to Repeated Triaxial Load Tests. **Transportation Research Record**, 2673(2), pp. 466–476, 2019b. DOI: 10.1177/0361198118825124

LIMA, C. D. A. **Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas**. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro, 428p., 2020.

LOPES, M. B. L. **A influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG**. Dissertação (Mestrado), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 175p., 2006.

MALYSZ, R. **Desenvolvimento de um Equipamento Triaxial de Grande Porte Para a Avaliação de Agregados Utilizados Como Camada de Pavimentos**. Tese de Doutorado - Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

MARANGON, M. **Proposição de estruturas típicas de pavimentos para região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência**. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 442p., 2004.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método do papel filtro. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, Paraná, ABMS, **Anais...**, pp. 515-522, 1994a.

MARINHO, F. A. M. **Shrinkage behaviour of some plastic soils**. PhD Thesis – Imperial College, University of London, 1994b.

MARINHO, F. A. M.; CHANDLER, R. J. On the relationship between suction and degree of saturation of soils. In: II Simpósio sobre Solos Não Saturados, Recife, **Anais...**, pp. 37-44, 1994.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. In: III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT97, Rio de Janeiro, **Anais...**, vol. 02, pp. 373-397, 1997.

MARINHO, F. A. M.; STUERMER, M. The influence of the compaction energy on the SWCC of a residual soil. In: Advances in unsaturated geotechnics. **ASCE Geotechnical Special Publication**, No. 99, pp. 125-141, 2000.

MARINHO, F. A. M. Empurrando a teoria da mecânica dos solos não saturados para a prática. In: V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, São Paulo, **Anais...**, pp. 659-664, 2004.

MARINHO, F. A. M. Nature of soil-water characteristic curve for plastic soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 131 (5), pp. 654-661, 2005. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:5(654)

MARINHO, F. A. M.; OLIVEIRA, O. M. The filter paper method revisited. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 29 (3), pp. 1-9, 2006.

MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A.; GITIRANA JR, G. F. N. Instrumentação de laboratório e campo e a medição da curva de retenção. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Orgs.) **Solos não saturados no contexto geotécnico**. ABMS, cap. 10, São Paulo, p. 231-256, 2015.

MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. **Solos e Rochas**. Rio de Janeiro: vol. 3, No.1, pp. 3-26, 1980.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G.; SANTOS, J. D. G. Deformability characteristics of brazilian laterites. **Geotechnical and Geological Engineering**, 24: pp. 949-971, 2006. DOI: 10.1007/s10706-005-8507-z

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro, RJ. Editora Interciência. 3ª ed., 638p., 2015.

MIGUEL, M. G.; BONDER, B. H. Soil-water characteristic curves obtained for a colluvial and lateritic soil profile considering the macro and micro porosity. **Geotechnical and Geological Engineering**, 30: pp. 1405-1420, 2012. DOI: 10.1007/s10706-012-9545-y

MILANI, E. J. et al. Bacia do Paraná. In: **Cartas Estratigráficas - Boletim de Geociências da Petrobras**, Rio de Janeiro, vol. 15, No. 2, p. 265-287, Maio/Nov., 2007.

MILLER, C. J. et al. Impact of soil type and compaction conditions on soil water characteristic. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 128 (9), pp. 733-742, 2002.

MILLER, D. J.; NELSON, J. D. **Osmotic suction in unsaturated soil mechanics**. In: 4<sup>th</sup> International Conference on Unsaturated Soils, **ASCE Geotechnical Special Publication**, No. 147, Arizona, pp. 1382-1393, 2006.

MOKWA, R.; CUELHO, E.; BROWNE, M. Laboratory Testing of Soil Using the Superpave Gyrotory Compactor. **Transportation Research Board**, v.1, n.1, Washington D.C., pp. 14-17, 2008.

MONISMITH, C.L.; OGAWA, N.; FREEME, C.R. Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading. **Transportation Research Record**, No. 537, pp. 1-17, 1975.

MORENO, J. A. Clima do Rio Grande do Sul. **Boletim Geográfico do Rio Grande do Sul**, No. 11, Porto Alegre, Secretaria da Agricultura, pp. 49-83, 1961.

MOSER, J. M. Solos. In: INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Geografia do Brasil: Região Sul**, v.02, Rio de Janeiro: IBGE, pp. 85-111, 1990.

MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J. Considerações sobre Ensaio de Carga Repetida de Solos e Materiais de Pavimentação. In: Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaio de Campo e Laboratório em Geotecnia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, **Anais...**, pp. 227-238, 1988.

MOTTA, L. M. G. et al. Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos. In: XXIV Reunião Anual de Pavimentação - RAPV, ABPV, Belém, Pará, **Anais...**, vol.1, pp. 234-255, 1990.

MOTTA, L. M. G. **Método e dimensionamento de pavimentos flexíveis; Critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 366p., 1991.

MOTTA, M. F. B. **Caracterização físico-hídrico-estrutural e efeito do aumento da pressão do ar na resistência de solos tropicais não saturados**. Tese (Doutorado), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 350p., 2016.

MUHANNA, A. S.; RAHMAN, M. S.; LAMBE, P. C. Resilient modulus and permanent strain of subgrade soils. **Transportation Research Record 1619**, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 85-93, 1998.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM – **NCHRP 1-37A** – Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures – Final Report. Transportation Research Board, 2004.

NERVIS, L. O. **Identificação e discussão dos mecanismos de degradação de pavimentos com revestimento primário**. Tese (Doutorado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 267p., 2016.

NG, C. W. W.; PANG, Y. W. Experimental investigations of the soil-water characteristic of a volcanic soil. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 37, pp. 1252-1264, 2000.

NG, C. W. W.; MENZIES, B. **Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering**. Taylor & Francis, New York, NY 10016, USA., 710p., 2007.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades geotécnicas. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, **Anais...**, pp. 30-42, 1981.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Editora Villibor, 240 p., 1995.

NORBACK, C. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro, 161p., 2018.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu visando seu empregado na pavimentação**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

NÚÑEZ, W. P. et al. Rational approach to the evaluation of soils for low-volume roads. **Transportation Research Record**, No. 2205, Washington, D. C., pp. 73-78, 2011. DOI: 10.3141/2205-10.

OLIVEIRA, J. S. et al. Mineralogia da fração argila de Latossolos do Rio Grande do Sul. In: XXXV Congresso Brasileiro de Ciência do Solo. Natal/RN, **Anais...**, 2015.

OLIVEIRA, O. M. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. Tese (doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 330p., 2004.

OTÁLVARO, I. F. **Comportamento hidromecânico de um solo tropical compactado**. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, 122p., 2013.

PASCOAL, P. T. **Estudo da influência da compactação no comportamento resiliente e deformação permanente de solo laterítico do Rio Grande do Sul**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, 186p., 2020.

PAVELHÃO, T. R. et al. Evolução pedológica de uma sequência de solos em Londrina – PR. **Boletim de Geografia Maringá**, v. 34, n. 2, p. 23-35, 2016. DOI: 10.4025/bolgeogr.v34i2.29349

PEATE, D. W.; HAWKESWORT, C. J.; MANTOVANI, M. S. M. Chemical stratigraphy of the Paraná lavas (South America): classification of magma types and their spatial distribution. **Bulletin of Volcanology**, Berlin, v. 55, pp. 119-139, 1992.

PEDARLA, A. et al. Influence of Mineral Montmorillonite on Soil Suction Modeling Parameters. In: GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering, Oakland, California, USA, **Proceedings...**, p.1126-1135, 2012.

PERAÇA, V. **Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 152p., 2007.

PEREIRA, J. H. F. et al. Hydraulic behavior of collapsible compacted Gneiss soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 131, pp. 1264-1273, 2005. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:10(1264)

PERERA Y. Y. et al. Prediction of the soil-water characteristic curve based on grain-size-distribution and index properties. In: Geo-Frontiers Congress, **ASCE Geotechnical Special Publication**, pp. 49-60, Austin, Texas, 2005.

PETROBRAS, et al. Rede temática de asfalto. **Manual de execução de trechos monitorados**. [S.l.]: 2010.

PEZO, R. F. et al. **Development of a reliable resilient modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in routine pavement design**. Research Report 1177-4F, Center for Transportation Research (CTR), The University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1992.

PHAM, H. Q.; FREDLUND, D. G.; BARBOUR, S. L. A study on the hysteresis models for soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 42, No. 6, pp. 1548-1568, 2005. DOI: 10.1139/t05-071

PING, W. V.; LEONARD, M.; YANG, Z. **Laboratory Simulation of Field Compaction Characteristics (Phase I)**. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade do Estado da Florida. Tallahassee, Florida. 2003.

POWER, K. C.; VANAPALLI, S. K.; GARGA, V. K. A. Revised contact filter paper method. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 31, No. 6, pp. 461-469, 2008. DOI: 10.1520/GTJ101099

PREUSSLER, E. S. **Ensaio triaxiais dinâmicos em um solo arenoso**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 141p., 1978.

PUPPALA, A. J.; SARIDE, S.; CHOMTID, S. Experimental and modeling studies of permanent strains of subgrade soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, pp. 1379-1389, 2009. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000163

QUEIROZ, A. C. G. **Estudo do comportamento microestrutural de solos tropicais compactados**. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 108p., 2015.

RAHMAN, M. S.; ERLINGSSON, S. A model for predicting permanent deformation of unbound granular materials, **Road Materials and Pavement Design**, vol. 16 (3), pp. 653-673, 2015. DOI: 10.1080/14680629.2015.1026382

RAMIRES, M. C. P. **Estudo dos efeitos da presença do nível d'água no comportamento de dois solos lateríticos utilizados em fundações de rodovias no Rio Grande do Sul**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 261p., 2010.

RESENDE, M. et al. **Mineralogia de solos brasileiros: Interpretação e aplicações**. 2ª ed. Lavras: UFLA, 192p., 2011.

REZENDE, D. S. V. **Comportamento mecânico de alguns tipos de solo através de ensaios triaxiais de cargas repetidas para projetos de pavimentos rodoviários.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 144p., 2009.

REZENDE, L. R. de. **Estudo do comportamento de materiais alternativos utilizados em estruturas de pavimentos flexíveis.** Tese de Doutorado, Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília, DF, 372p., 2003.

RIBEIRO, M. M. P. **Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 119p., 2013.

RIDLEY A. M.; BURLAND J. B. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Geotechnique**, vol. 43 (2), pp. 321-324, 1993.  
DOI: 10.1680/geot.1993.43.2.321

ROBAINA, L. E. S.; MEDEIROS, E. R.; PIRES, C. A. F. Contribuição ao conhecimento geológico da região metropolitana de Porto Alegre, municípios de Novo Hamburgo, São Leopoldo e Campo Bom. **Ciência e Natura**, Santa Maria, 18: pp. 183-197, 1996.

ROCHA, M. F. **Influência do perfil de sucção em obras de contenção em solos não saturados.** Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, 271p., 2013.

RODRIGUES, M. R. **Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul.** Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

SALOUR, F.; ERLINGSSON, S.; ZAPATA, C. E. Modelling resilient modulus seasonal variation of silty sand subgrade soils with matric suction control. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 51, No. 12, pp. 1413-1422, 2014.  
DOI: 10.1139/cgj-2013-0484

SALOUR, F. **Moisture influence on structural behaviour of pavements: Field and Laboratory Investigations.** Doctoral Thesis. Royal Institute of Technology, Stockholm, 61p., 2015.

SALOUR, F.; ERLINGSSON, S.; ZAPATA, C. E. Model for seasonal variation of resilient modulus in silty sand subgrade soil: Evaluation with Falling Weight Deflectometer. **Transportation Research Record**, No 2510, Washington, D.C., pp. 65-73, 2015. DOI: 10.3141/2510-08

SALOUR, F.; RAHMAN, M. S.; ERLINGSSON, S. Characterizing permanent deformation of silty sand subgrades by using a model based on multistage repeated-load triaxial testing. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, No. 2578, Washington, D.C., pp. 47-57, 2016.  
DOI: 10.3141/2578-06

SALOUR, F.; ERLINGSSON, S. Permanent deformation characteristics of silty sand subgrades from multistage RLT tests. **International Journal of Pavement Engineering**, vol. 18 (3), pp. 236-246, 2017.

DOI: 10.1080/10298436.2015.1065991

SANTANA, G. P. et al. Magnetita e sua transformação para hematita em um solo derivado de esteatito. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, Viçosa, v. 25, n. 1, p. 33-42, 2001. DOI: 10.1590/S0100-06832001000100004.

SANTOS, L. C. et al. Estudo da Estabilização de um Solo Expansivo Através da Incorporação de Areia Verde de Fundação Residual. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Belo Horizonte, MG, **Anais...**, 2016.

SANTOS, T. A. **Análise da resistência e da deformabilidade de quatro solos empregados em subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 163p., 2016.

SANTOS, T. A. et al. Avaliação da resistência e da deformação resiliente de quatro solos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. **Transportes (Rio de Janeiro)**, v. 27, nº 1, pp. 48-64, 2019. DOI:10.14295/transportes.v27i1.1531

SAWANGSURIYA, A.; EDIL, T. B.; BENSON, C. H. Effect of suction on resilient modulus of compacted fine-grained subgrade soils. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, No. 2101, Washington, D.C., pp. 82-87, 2009. DOI: 10.3141/2101-10

SCARIN, P. B. R.; BERNARDES, G. P. Utilização do índice de perda ao fogo para caracterização de perfil de intemperismo de solo residual e de horizontes de deposição do Terciário de Taubaté, SP. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Belo Horizonte, MG, **Anais...**, 2016.

SCHWERTMANN, U.; KÄMPF, N. Properties of goethite and hematite in kaolinitic soils of Southern and Central Brazil. **Soil Science**, vol. 139, No 4, pp 344-350, 1985.

DOI: 10.1097/00010694-198504000-00008

SCHWERTMANN, U.; TAYLOR, R.M. Iron oxides. In: DIXON, J.B.; WEED, S.B., (Eds.) **Minerals in soil environments**. 2. ed. Madison, Soil Science Society of America, cap. 8, p. 380-427, 1989.

SECRETARIA DE DESENVOLVIMENTO E PROMOÇÃO DO INVESTIMENTO. **Atlas Eólico**: Rio Grande do Sul. Porto Alegre: SDPI: AGDI, 116p., 2014

SEKI, K. SWRC fit - a nonlinear fitting program with a water retention curve for soils having unimodal and bimodal pore structure. **Hydrology and Earth System Sciences Discussions**, 4, pp. 407-437, 2007. DOI: 10.5194/hessd-4-407-2007

SILVA, B. A. **Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação de lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza.** Tese (doutorado) – UFRJ/COPPE/Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 304p., 2009a.

SILVA, M. T. M. G. **Metodologia para determinação de parâmetros para solos não saturados utilizando ensaios com umidade conhecida.** Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, 98p., 2009b.

SOARES, A. P.; SOARES, P. C.; HOLZ, M. Correlações estratigráficas conflitantes no limite permo-triássico no sul da Bacia do Paraná: O contato entre duas sequências e implicações na configuração espacial do Aquífero Guarani. **Revista Pesquisas em Geociências**, 35 (2): pp. 115-133, 2008.

SVENSON, M. **Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1980.

TAKEDA, M. C. **A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2006.

TAVARES, I. S. **Propriedades mecânicas de solos de subleitos típicos do estado do Rio Grande do Sul.** Tese (doutorado) – Universidade Federal de Santa Maria, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2020. No prelo.

TEIXEIRA, W. G.; VASQUES, G. M.; NOGUEIRA, J. Uso do espectrômetro de fluorescência de raios X portátil (PXRF) para avaliação de teores de ferro e manganês em amostras de solo. In: XVI Congresso Brasileiro de Geoquímica, Búzios, Rio de Janeiro, **Anais...**, 2017a.

TEIXEIRA, P. C.; CAMPOS, D. V. B.; FONTANA, A. Ataque sulfúrico. In: TEIXEIRA, P. C. et al. (Orgs.) **Manual de métodos de análise de solo.** Embrapa, cap. 10, 3ª ed. rev. e ampl., Brasília, DF, p. 255-258, 2017b.

THADKAMALLA, G. B.; GEORGE, K. P. Characterization of subgrade soils at simulated field moisture. **Transportation Research Record 1481**, Transportation Research Board, Washington, D.C, pp. 255-27, 1995.

THORNTHWAITE, C. W. An approach towards a rational classification of climate. **Geographical Review**, London, vol. 38, No. 1, p.55-94, 1948.

TINJUM, J. M.; BENSON, C. H.; BLOTZ, L. R. Soil-water characteristic curves for compacted clays. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol.123 (11), pp. 1060-1069, 1997.

UZIELLI, M. et al. Soil variability analysis for geotechnical practice. **Characterization and Engineering Properties of Natural Soils 3**: pp. 1653-1752, 2006.

VANAPALLI, S. K. et al. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 33, pp. 379-392, 1996.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The influence of soil structure and stress history on soil-water characteristic of a compacted till. **Géotechnique**, vol. 49, No. 2, pp. 143-159, 1999.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G. Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength. In: GeoDenver Conference, Denver, Colorado, **Proceedings...**, pp. 195-209, 2000.

VANAPALLI, S. K. et al. Suction and storage characteristic of unsaturated soils. In: 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, Brasil, **Proceedings...**, vol.3, pp. 1045-1070, 2002.

VENKATESH, N. et al. Influence of moisture content and stress levels on the permanent deformation behavior of cohesive subgrade soil. In: Indian Geotechnical Conference - IGC 2016, Chennai, Índia, **Proceedings...**, 2016.

VERTAMATTI, E. **Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente**. Tese (doutorado) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica - ITA, São José dos Campos, 276p., 1988

VILLAR, L. F. S; DE CAMPOS, T. M. P. Obtenção de uma curva característica de sucção pelo uso combinado de diversas técnicas. In: 4<sup>o</sup> Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, NSAT01, Porto Alegre, **Anais...**, vol.1, pp. 337-353, 2001.

VILLAR, L. F. S. et al. Compactação dos solos: laboratório e campo. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Orgs.) **Solos não saturados no contexto geotécnico**. ABMS, cap. 11, São Paulo, p. 257-296, 2015.

VILLAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. **Canadian Geotechnical Journal**, v 48, n<sup>o</sup> 2, pp. 226-233, 2011. DOI: 10.1139/T10-065

VILLIBOR, D. F. et al. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas**. São Paulo: Arte e Ciência, 2<sup>a</sup> ed., 196p., 2009.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. **Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. São Paulo: Arte e Ciência, 291 p., 2009.

VILLIBOR, D. F.; ALVES, D. M. L. **Pavimentação de baixo custo para regiões tropicais: projeto e construção: novas considerações**. 1<sup>a</sup> ed., Florianópolis: Tribo da Ilha, 544p., 2019.

WANG, Y. H.; FREDLUND, D. G. Towards a better understanding of the role of the contractile skin. In: 2<sup>nd</sup> Asian Conference on Unsaturated Soils. UNSAT-ASIA, Osaka, Japan, **Proceedings...**, pp. 419-424, 2003.

WEBER, R. C. **Avaliação das trajetórias de umedecimento e secagem na deformabilidade elástica de solos compactados**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 139p., 2013.

WERK, S. M. S. de **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept. **Transportation Research Record 1757**, paper nº 01-0152, Washington, DC, 2001.

WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Pavement design for unbound granular materials. **Journal of Transportation Engineering**, vol. 130, No. 5, pp. 665-674, 2004. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(2004)130:5(665)

YAGHOUBI, E. et al. Impact of compaction methods on resilient response of unsaturated granular pavement material. In: Advances in Transportation Geotechnics III – 3<sup>rd</sup> International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG 2016). Guimarães, Portugal. 2016. (**Procedia Engineering**, vol. 143, pp. 323-330). DOI: 10.1016/j.proeng.2016.06.041

YANG, S. R.; HUANG, W. H.; TAI, Y. T. Variation of resilient modulus with soil suction for compacted subgrade soils. **Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board**, No. 1913, Washington, D. C., pp. 96-106, 2005.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. **Principles of Pavement Design**. 2<sup>a</sup> ed. New York: John Wiley & Sons, Inc. 711p., 1975.

ZAGO, J. P. **Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria - RS**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, 225p., 2016.

ZHANG, J. et al. Variation of resilient modulus with soil suction for cohesive soils in South China. **International Journal of Civil Engineering**, 16, pp. 1655-1667, 2018. DOI: 10.1007/s40999-018-0315-y

ZHOU, C.; NG, C. W. W. Effects of temperature and suction on plastic deformation of unsaturated silt under cyclic loads. **Journal of Materials in Civil Engineering**, vol. 28 (12), 2016. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001685

ZUCCHI, F. L. et al. Análise comparativa entre as metodologias de compactação da ABNT (2016) e REDE (2010) para solo argiloso e arenoso do estado do Rio Grande do Sul. In: 33<sup>o</sup> Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, 33<sup>o</sup> ANPET, Balneário Camboriú, **Anais...**, pp. 1970-1980, 2019.

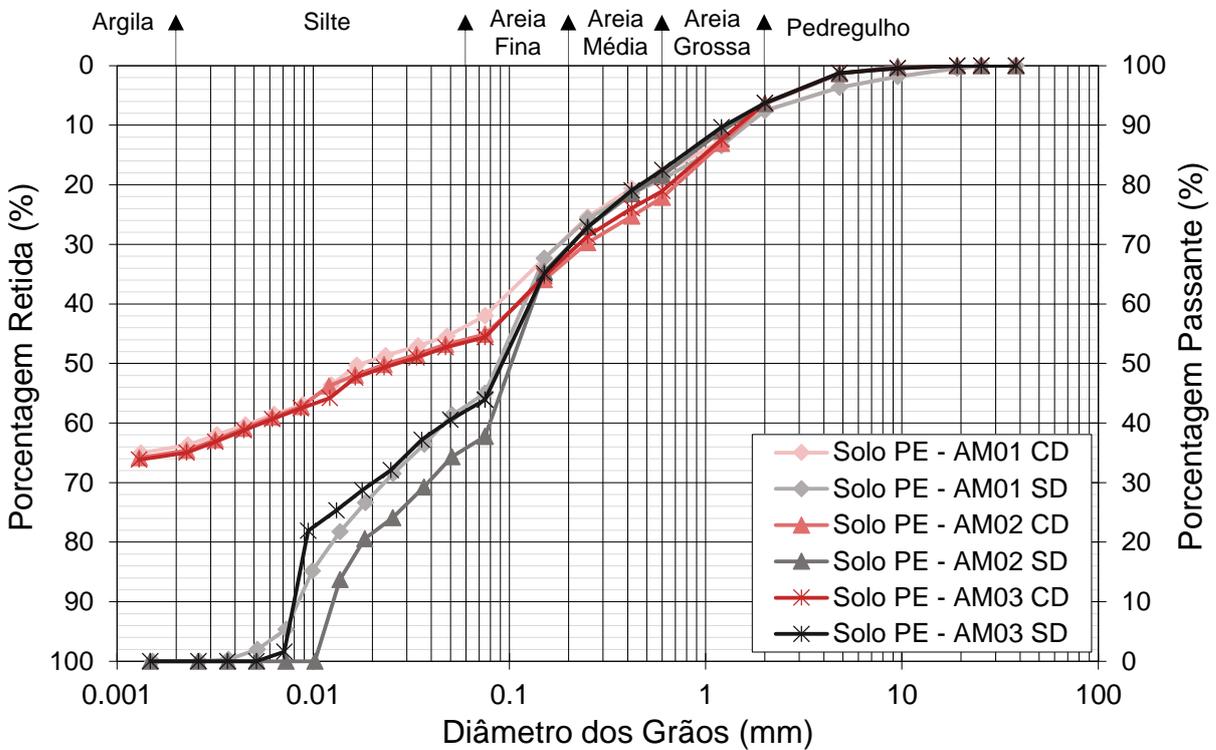
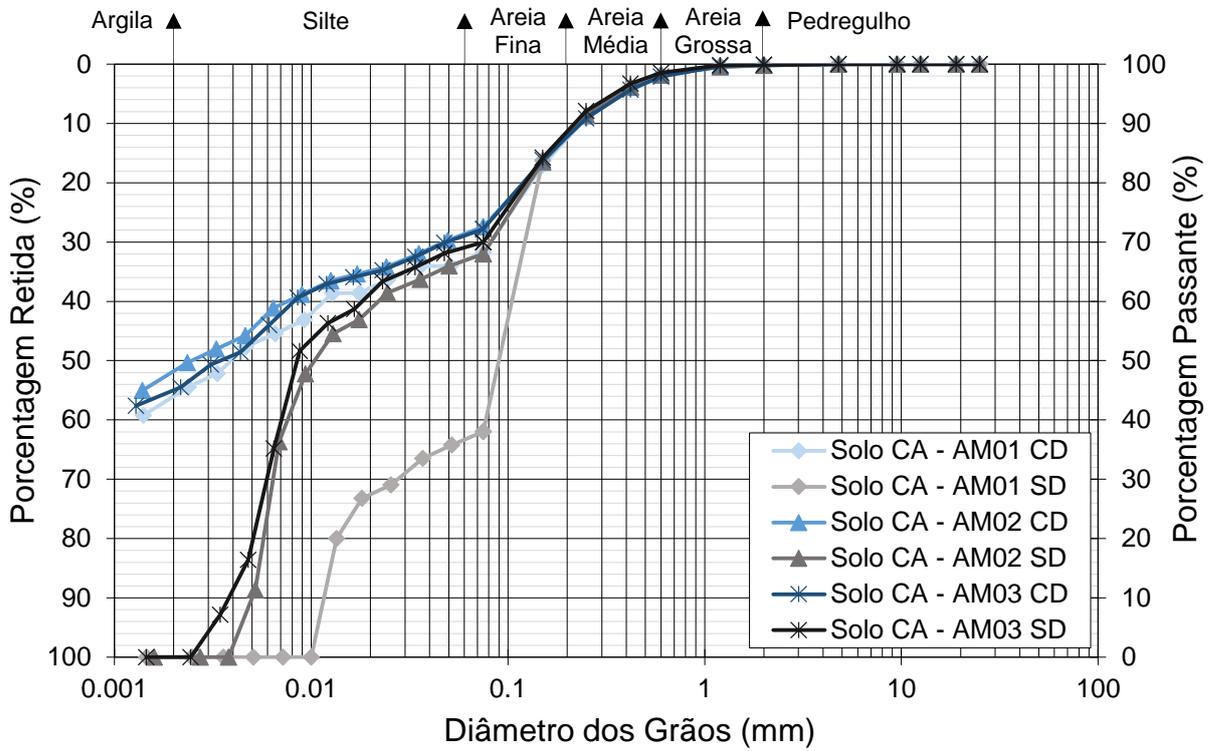
## APÊNDICE A – RESUMO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MINERALÓGICA E CURVAS DE COMPACTAÇÃO

Apêndice A<sub>1</sub> – Síntese dos ensaios de caracterização física realizados em triplicata para os solos dessa pesquisa

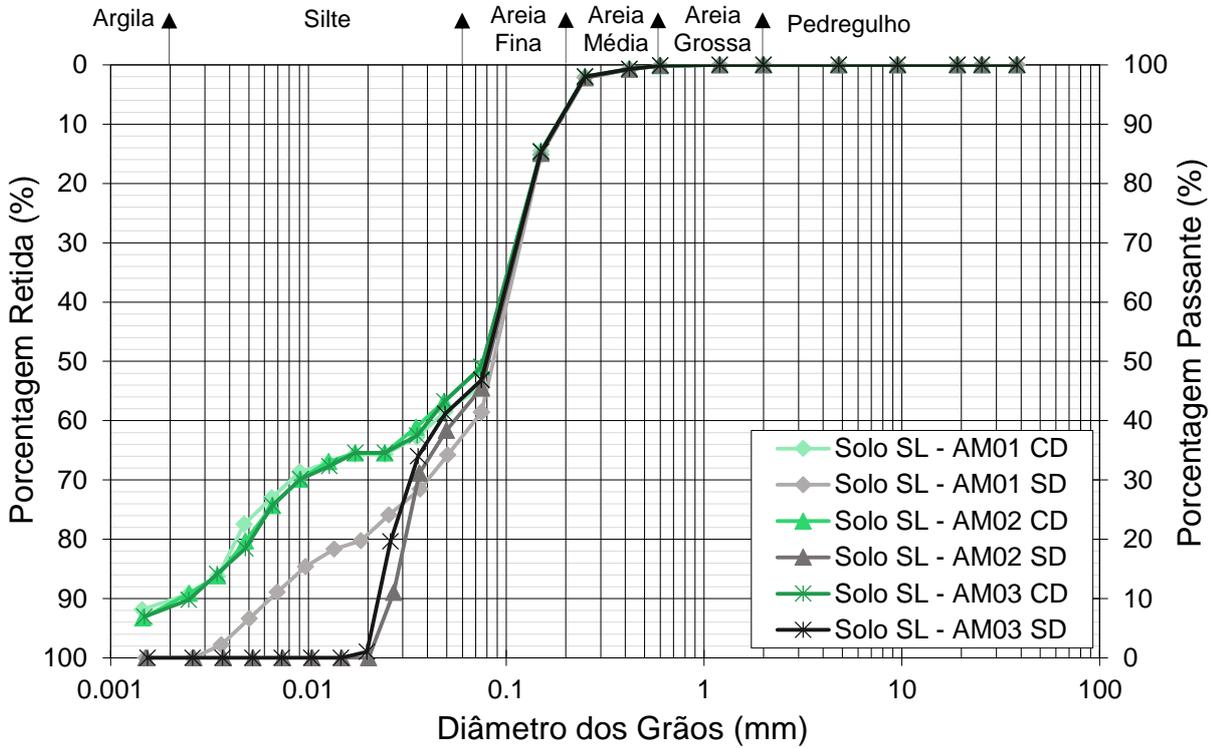
Parâmetros do solo	Solo CA			Solo PE			Solo SL		
	CA01	CA02	CA03	PE01	PE02	PE03	SL01	SL02	SL03
$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,905	2,900	2,905	2,649	2,653	2,646	2,585	2,589	2,575
LL (%)	58	61	63	46	47	47	28	29	27
LP (%)	40	42	42	25	26	25	16	17	15
IP (%)	18	19	21	21	21	22	12	12	12
% pedregulho	0/0*	0/0*	0/0*	8/8*	6/6*	6/6*	0/0*	0/0*	0/0*
% areia grossa	2/2*	2/2*	2/2*	10/11*	16/12*	15/12*	0/0*	0/0*	0/0*
% areia média	10/10*	10/10*	10/9*	10/10*	10/12*	10/12*	8/8*	8/8*	8/8*
% areia fina	21/51*	17/21*	17/20*	16/28*	14/34*	15/28*	48/55*	46/50*	46/48*
% silte	23/37*	23/67*	26/69*	20/43*	19/36*	19/42*	34/37*	37/42*	37/44*
% argila	44/0*	48/0*	45/0*	36/0*	35/0*	35/0*	10/0*	9/0*	9/0*
Classificação Textural	Argila arenosa			Areia argilosa			Areia fina siltosa		
Classificação SUCS	MH			CL			SC		
Classificação AASHTO	A-7-5			A-7-6			A-6		
Atividade das argilas	0,41	0,40	0,47	0,58	0,60	0,63	1,20	1,33	1,33
Relação silte/argila	0,52	0,48	0,58	0,56	0,54	0,54	3,40	4,11	4,11
Grau de flocculação (%)	100			100			100		
Grau de dispersão (%)	0			0			0		

Notas:  $\gamma_s$  : Massa específica real dos grãos; LL: Limite de liquidez; LP: Limite de plasticidade; IP: Índice de plasticidade; \*Análise granulométrica sem defloculante.

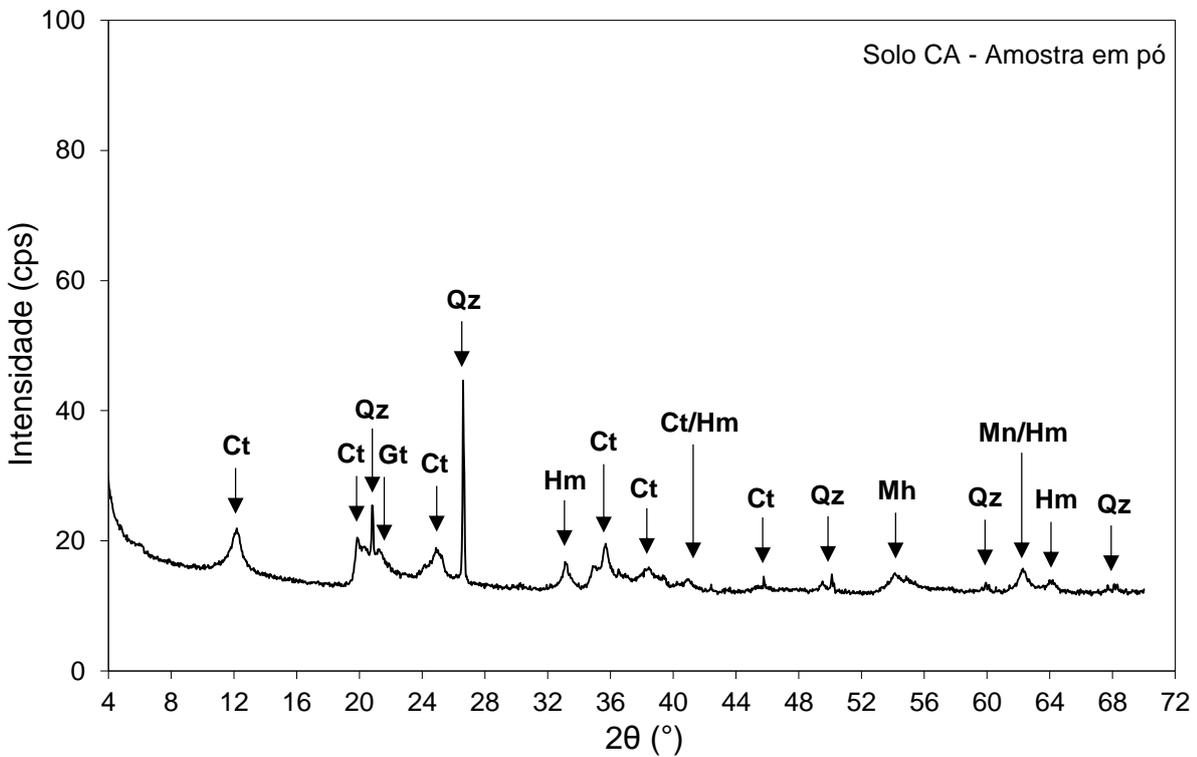
Apêndice A<sub>2</sub> – Curvas granulométricas individuais (continua)



Apêndice A<sub>2</sub> – Curvas granulométricas individuais (conclusão)

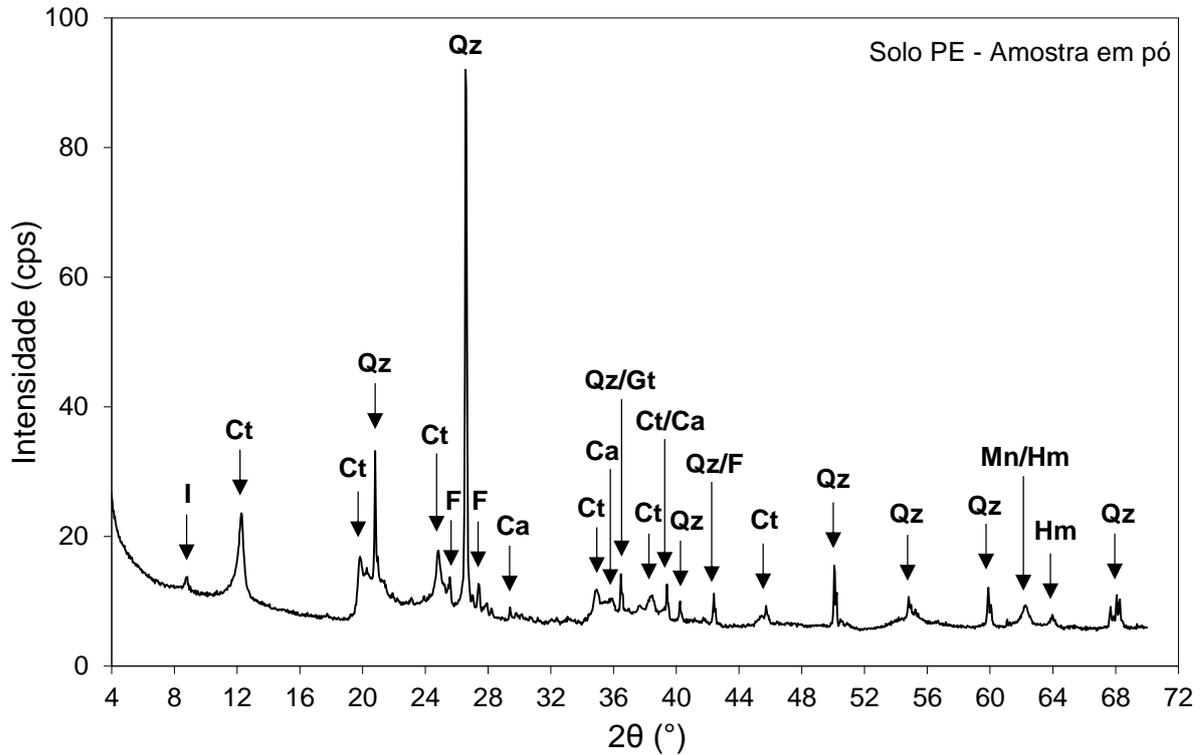


Apêndice A<sub>3</sub> – Difratogramas das amostras em pó (continua)

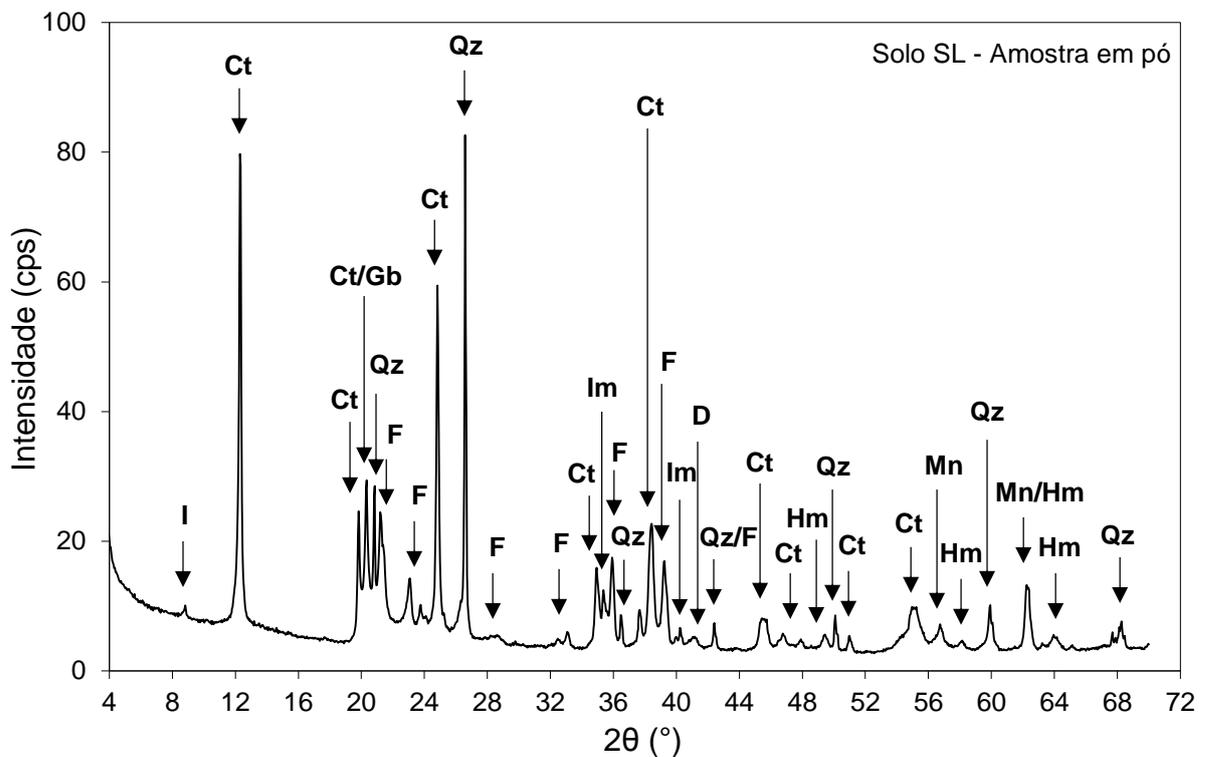


Notas: Ct – Caulinita; Qz – Quartzo; Gt – Goethita; Hm – Hematita; Mh – Maghemita; Mn – Magnetita.

Apêndice A<sub>3</sub> – Difratogramas das amostras em pó (conclusão)

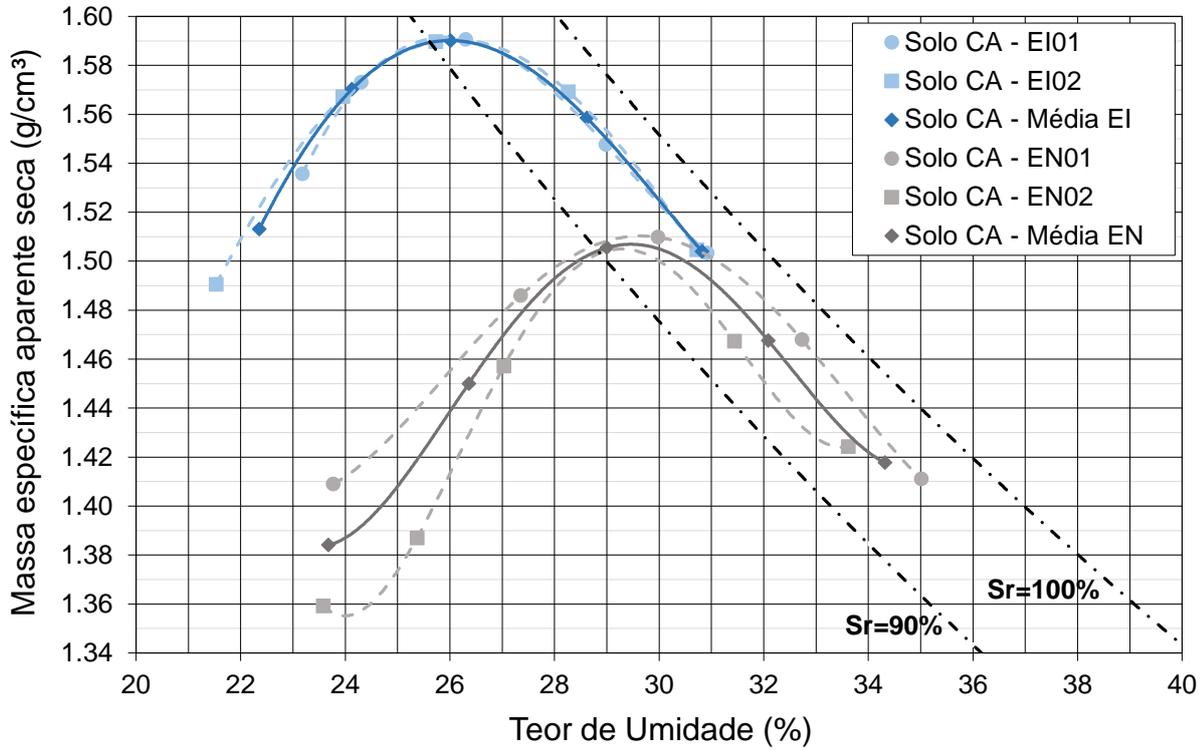


Notas: I – Ilita; Ct – Caulinita; Qz – Quartzo; F – Feldspato; Ca – Calcita; Gt – Goethita; Hm – Hematita; Mn – Magnetita.

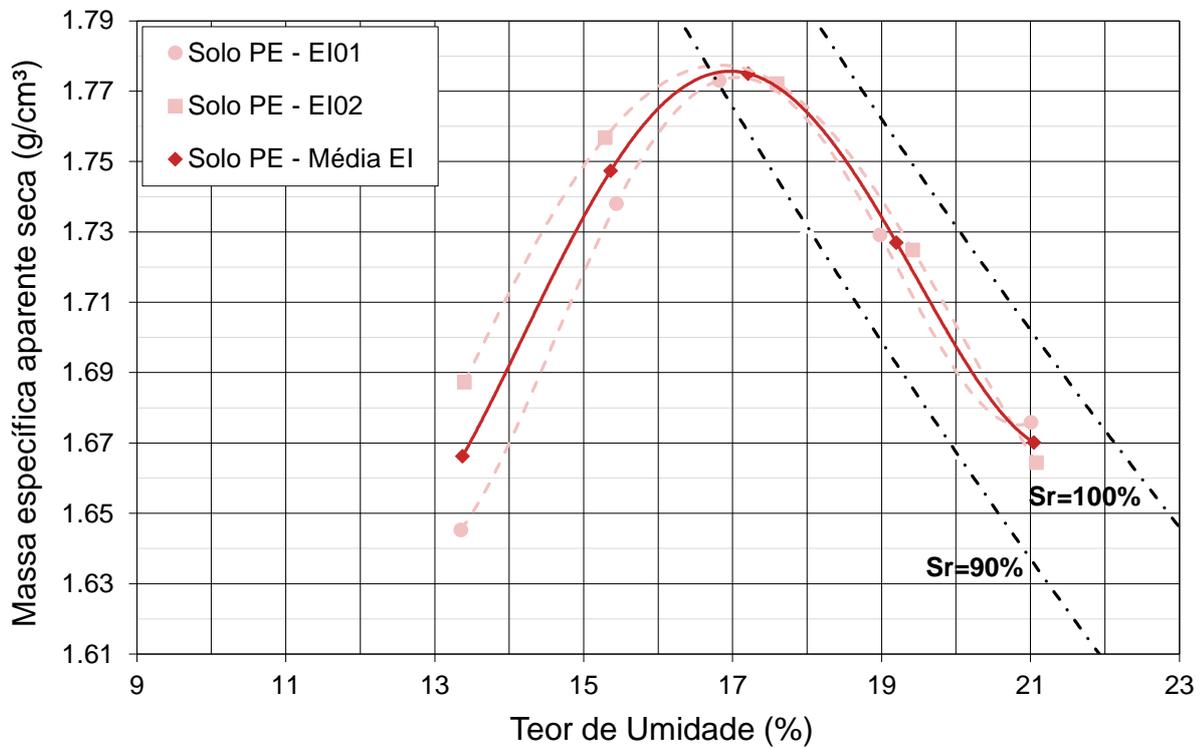


Nota: I – Ilita; Ct – Caulinita; Gb – Gibbssita; Qz – Quartzo; F – Feldspato; Im – Ilmenita; D – Dolomita; Hm – Hematita; Mn – Magnetita.

Apêndice A4 – Curvas de compactação individuais (continua)

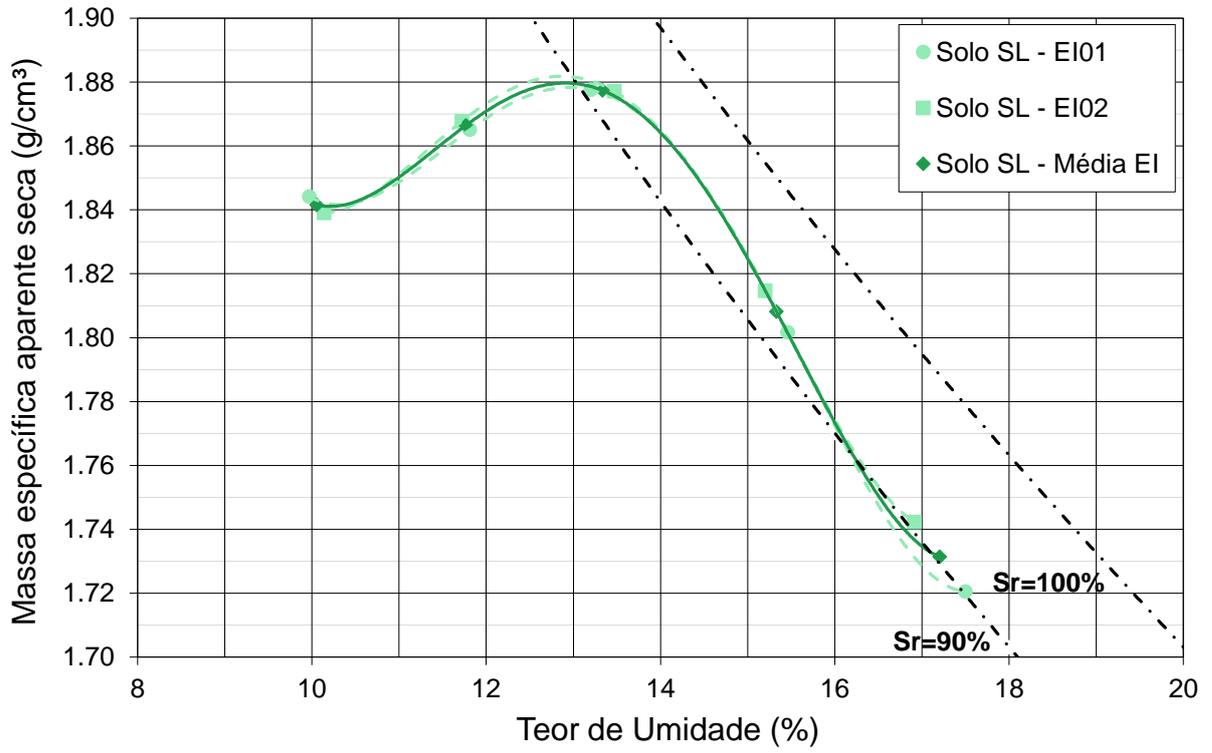


Notas: EN - Energia Proctor Normal, EI - Energia Proctor Intermediário.



Nota: EI - Energia Proctor Intermediário.

Apêndice A4 – Curvas de compactação individuais (conclusão)



Nota: EI - Energia Proctor Intermediário.

## APÊNDICE B – CURVAS CARACTERÍSTICAS SOLO-ÁGUA

Apêndice B<sub>1</sub> – Índices físicos iniciais das amostras utilizadas na determinação das curvas características solo-água dos solos compactados em diferentes umidades de compactação (continua)

Solo/Técnica	Amostra	$e_0$	$\gamma_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	$w_0$ (%)	$Sr_0$ (%)	Trajectoria	
Solo CA – $W_{ótima-2\%$	Papel Filtro	PF01	0,81	1,60	100,5	24,1	85,95	Secagem
		PF02	0,81	1,60	100,5	24,2	86,31	Secagem
		PF03	0,81	1,60	100,5	24,1	85,95	Secagem
		PF04	0,81	1,60	100,5	24,1	85,95	Secagem
		PF05	0,83	1,59	99,9	24,3	85,40	Secagem
		PF06	0,83	1,59	99,9	24,3	85,40	Secagem
		PF07	0,83	1,59	99,9	24,2	85,05	Secagem
		PF08	0,81	1,60	100,5	24,2	86,31	Secagem
		PF09	0,81	1,60	100,5	24,2	86,31	Secagem
		PF10	0,83	1,59	99,9	24,2	85,05	s/ trajetória
		PF11	0,81	1,60	100,5	24,3	86,66	Umedecimento
		PF12	0,81	1,60	100,5	24,3	86,66	Umedecimento
		PF13	0,83	1,59	99,9	24,2	85,05	Umedecimento
		PF14	0,84	1,58	99,2	24,1	83,59	Umedecimento
Mesa de Tensão	MT01	0,81	1,60	100,5	24,2	86,31	-	
	MT02	0,83	1,59	99,9	24,2	85,05	-	
Solo CA – $W_{ótima}$	Papel Filtro	PF01	0,81	1,60	100,5	26,1	93,08	Secagem
		PF02	0,81	1,60	100,5	26,1	93,08	Secagem
		PF03	0,81	1,60	100,5	26,2	93,44	Secagem
		PF04	0,81	1,60	100,5	26,1	93,08	Secagem
		PF05	0,81	1,60	100,5	26,0	92,72	Secagem
		PF06	0,81	1,60	100,5	26,2	93,44	Secagem
		PF07	0,81	1,60	100,5	26,2	93,44	Secagem
		PF08	0,81	1,60	100,5	26,2	93,44	Secagem
		PF09	0,81	1,60	100,5	26,0	92,72	Secagem
		PF10	0,83	1,59	99,9	26,2	92,08	Secagem
		PF11	0,81	1,60	100,5	26,0	92,72	Secagem
		PF12	0,81	1,60	100,5	25,8	92,01	s/ trajetória
		PF13	0,81	1,60	100,5	26,2	93,44	Umedecimento
		PF14	0,83	1,59	99,9	26,1	91,73	Umedecimento
		PF15	0,81	1,60	100,5	26,2	93,44	Umedecimento
Mesa de Tensão	MT01	0,83	1,59	99,9	26,1	91,73	-	
	MT02	0,83	1,59	99,9	26,1	91,73	-	
Solo CA – $W_{ótima+2\%$	Papel Filtro	PF01	0,84	1,58	99,2	27,9	96,77	Secagem
		PF02	0,84	1,58	99,2	27,9	96,77	Secagem
		PF03	0,84	1,58	99,2	27,9	96,77	Secagem
		PF04	0,84	1,58	99,2	27,9	96,77	Secagem
		PF05	0,83	1,59	99,9	27,7	97,35	Secagem
		PF06	0,83	1,59	99,9	27,7	97,35	Secagem
		PF07	0,84	1,58	99,2	27,7	96,07	Secagem
		PF08	0,84	1,58	99,2	27,7	96,07	Secagem
		PF09	0,84	1,58	99,2	27,7	96,07	Secagem
		PF10	0,84	1,58	99,2	27,9	96,77	Secagem
		PF11	0,84	1,58	99,2	27,9	96,77	Secagem
		PF12	0,84	1,58	99,2	27,9	96,77	s/ trajetória
		PF13	0,84	1,58	99,2	27,9	96,77	Umedecimento
		PF14	0,83	1,59	99,9	27,7	97,35	Umedecimento
Mesa de Tensão	MT01	0,84	1,58	99,2	27,8	96,42	-	
	MT02	0,84	1,58	99,2	27,8	96,42	-	

Apêndice B<sub>1</sub> – Índices físicos iniciais das amostras utilizadas na determinação das curvas características solo-água dos solos compactados em diferentes unidades de compactação (continua)

Solo/Técnica	Amostra	$e_0$	$\gamma_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	$w_0$ (%)	$Sr_0$ (%)	Trajectoria	
Solo PE – $W_{ótima+2\%}$	Papel Filtro	PF01	0,48	1,79	100,8	15,0	82,78	Secagem
		PF02	0,49	1,78	100,2	15,2	82,51	Secagem
		PF03	0,48	1,79	100,8	15,0	82,78	Secagem
		PF04	0,49	1,78	100,2	14,9	80,88	Secagem
		PF05	0,49	1,78	100,2	15,0	81,42	Secagem
		PF06	0,48	1,79	100,8	15,0	82,78	Secagem
		PF07	0,49	1,78	100,2	15,0	81,42	Secagem
		PF08	0,48	1,79	100,8	14,9	82,23	Secagem
		PF09	0,49	1,78	100,2	15,0	81,42	Secagem
		PF10	0,48	1,79	100,8	15,0	82,78	s/ trajetória
		PF11	0,48	1,79	100,8	14,9	82,23	Umedecimento
		PF12	0,48	1,79	100,8	14,9	82,23	Umedecimento
		PF13	0,49	1,78	100,2	15,2	82,51	Umedecimento
		PF14	0,49	1,78	100,2	15,0	81,42	Umedecimento
Mesa de Tensão	MT01	0,49	1,78	100,2	15,0	81,42	-	
	MT02	0,49	1,78	100,2	15,0	81,42	-	
Solo PE – $W_{ótima}$	Papel Filtro	PF01	0,51	1,76	99,1	17,0	89,17	Secagem
		PF02	0,50	1,77	99,7	17,0	90,61	Secagem
		PF03	0,51	1,76	99,1	17,0	89,17	Secagem
		PF04	0,50	1,77	99,7	17,1	91,14	Secagem
		PF05	0,50	1,77	99,7	17,0	90,61	Secagem
		PF06	0,50	1,77	99,7	17,1	91,14	Secagem
		PF07	0,50	1,77	99,7	17,0	90,61	Secagem
		PF08	0,50	1,77	99,7	17,1	91,14	Secagem
		PF09	0,51	1,76	99,1	17,0	89,17	Secagem
		PF10	0,51	1,76	99,1	17,0	89,17	Secagem
		PF11	0,51	1,76	99,1	17,1	89,70	Secagem
		PF12	0,50	1,77	99,7	17,1	91,14	s/ trajetória
		PF13	0,51	1,76	99,1	17,1	89,70	Umedecimento
		PF14	0,50	1,77	99,7	17,1	91,14	Umedecimento
		PF15	0,51	1,76	99,1	17,0	89,17	Umedecimento
Mesa de Tensão	MT01	0,50	1,77	99,7	17,0	90,61	-	
	MT02	0,50	1,77	99,7	17,0	90,61	-	
Solo PE – $W_{ótima+2\%}$	Papel Filtro	PF01	0,52	1,74	98,0	18,8	95,40	Secagem
		PF02	0,51	1,75	98,3	18,8	96,89	Secagem
		PF03	0,51	1,75	98,3	18,8	96,89	Secagem
		PF04	0,51	1,75	98,3	18,8	96,89	Secagem
		PF05	0,52	1,74	98,0	18,8	95,40	Secagem
		PF06	0,52	1,74	98,0	18,8	95,40	Secagem
		PF07	0,52	1,74	98,0	18,9	95,91	Secagem
		PF08	0,52	1,74	98,0	18,9	95,91	Secagem
		PF09	0,52	1,74	98,0	18,9	95,91	Secagem
		PF10	0,52	1,74	98,0	18,9	95,91	Secagem
		PF11	0,52	1,74	98,0	18,9	95,91	Secagem
		PF12	0,52	1,74	98,0	18,8	95,40	s/ trajetória
		PF13	0,52	1,74	98,0	18,9	95,91	Umedecimento
		PF14	0,51	1,75	98,3	18,8	96,89	Umedecimento
Mesa de Tensão	MT01	0,51	1,75	98,5	18,7	96,37	-	
	MT02	0,52	1,74	98,0	18,7	94,90	-	

Apêndice B<sub>1</sub> – Índices físicos iniciais das amostras utilizadas na determinação das curvas características solo-água dos solos compactados em diferentes umidades de compactação (conclusão)

Solo/Técnica	Amostra	$e_0$	$\gamma_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	$w_0$ (%)	$Sr_0$ (%)	Trajectoria	
Solo SL – $W_{ótima-2\%$	Papel Filtro	PF01	0,37	1,89	100,5	11,2	78,83	Secagem
		PF02	0,37	1,88	100,0	11,2	77,35	Secagem
		PF03	0,38	1,87	99,5	11,2	75,93	Secagem
		PF04	0,37	1,89	100,5	11,2	78,83	Secagem
		PF05	0,38	1,87	99,5	11,2	75,93	Secagem
		PF06	0,38	1,87	99,5	11,2	75,93	Secagem
		PF07	0,37	1,88	100,0	11,2	77,35	Secagem
		PF08	0,37	1,89	100,5	11,2	78,83	Secagem
		PF09	0,37	1,89	100,5	11,2	78,83	s/ trajetória
		PF10	0,38	1,87	99,5	11,2	75,93	Umedecimento
		PF11	0,37	1,88	100,0	11,2	77,35	Umedecimento
		PF12	0,37	1,88	100,0	11,2	77,35	Umedecimento
		PF13	0,37	1,89	100,5	11,2	78,83	Umedecimento
		PF14	0,37	1,89	100,5	11,2	78,83	Umedecimento
Mesa de Tensão	MT01	0,37	1,89	100,5	10,9	76,72	-	
	MT02	0,37	1,88	100,0	10,9	75,28	-	
Solo SL – $W_{ótima}$	Papel Filtro	PF01	0,37	1,88	100,0	13,0	89,78	Secagem
		PF02	0,37	1,88	100,0	13,0	89,78	Secagem
		PF03	0,38	1,87	99,5	13,0	88,13	Secagem
		PF04	0,37	1,88	100,0	13,0	89,78	Secagem
		PF05	0,37	1,88	100,0	13,1	90,47	Secagem
		PF06	0,37	1,88	100,0	13,1	90,47	Secagem
		PF07	0,37	1,88	100,0	13,1	90,47	Secagem
		PF08	0,37	1,88	100,0	13,1	90,47	Secagem
		PF09	0,38	1,87	99,5	13,0	88,13	Secagem
		PF10	0,37	1,88	100,0	13,0	89,78	Secagem
		PF11	0,37	1,88	100,0	13,0	89,78	s/ trajetória
		PF12	0,37	1,88	100,0	13,0	89,78	Umedecimento
		PF13	0,38	1,87	99,5	13,2	89,49	Umedecimento
		PF14	0,38	1,87	99,5	13,2	89,49	Umedecimento
		PF15	0,38	1,87	99,5	12,8	86,78	Umedecimento
Mesa de Tensão	MT01	0,37	1,89	100,5	12,8	90,09	-	
	MT02	0,37	1,89	100,5	12,8	90,09	-	
Solo SL – $W_{ótima+1\%}$	Papel Filtro	PF01	0,37	1,88	100,0	13,8	95,31	Secagem
		PF02	0,37	1,89	100,5	13,7	96,42	Secagem
		PF03	0,37	1,89	100,5	13,7	96,42	Secagem
		PF04	0,37	1,89	100,5	13,7	96,42	Secagem
		PF05	0,37	1,88	100,0	13,8	95,31	Secagem
		PF06	0,37	1,88	100,0	13,7	94,62	Secagem
		PF07	0,37	1,88	100,0	13,8	95,31	Secagem
		PF08	0,37	1,88	100,0	13,8	95,31	Secagem
		PF09	0,37	1,88	100,0	13,9	96,00	Secagem
		PF10	0,37	1,88	100,0	13,8	95,31	Secagem
		PF11	0,37	1,88	100,0	13,8	95,31	Secagem
		PF12	0,37	1,88	100,0	13,8	95,31	s/ trajetória
		PF13	0,38	1,87	99,5	13,9	94,24	Umedecimento
		PF14	0,37	1,89	100,5	13,9	97,83	Umedecimento
Mesa de Tensão	MT01	0,37	1,89	100,5	13,9	97,83	-	
	MT02	0,37	1,89	100,5	13,9	97,83	-	

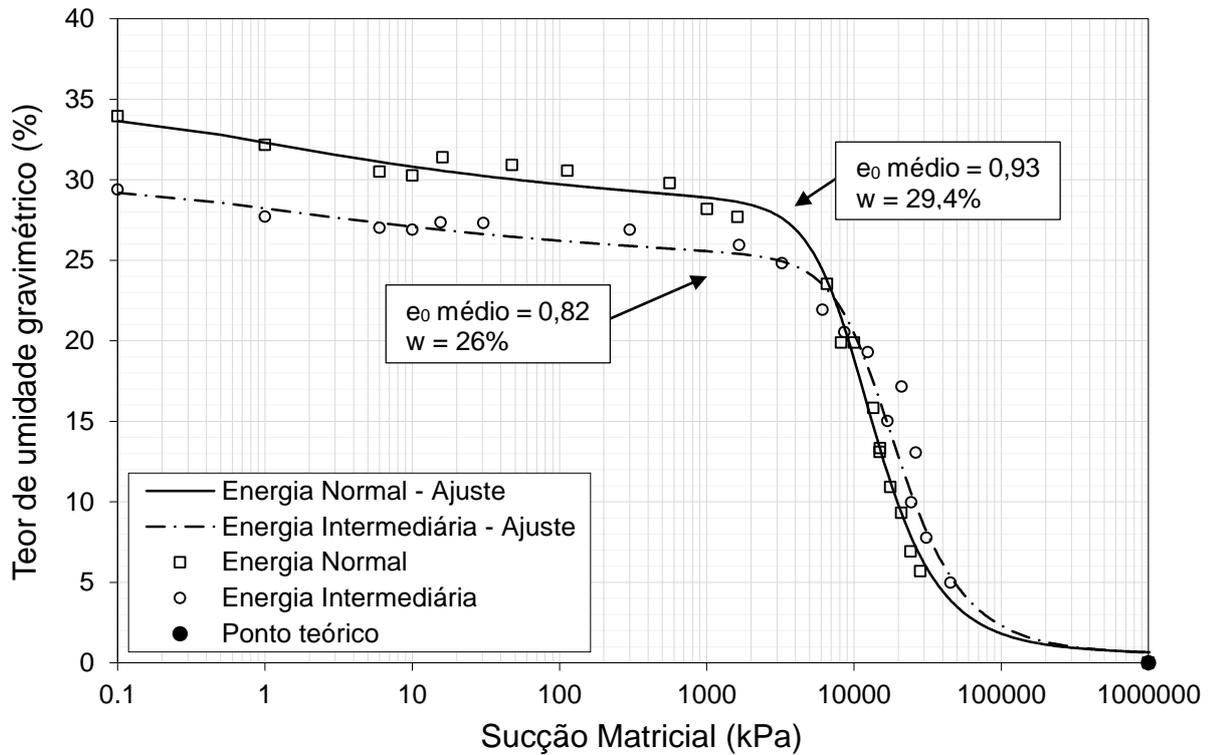
Notas: PF: papel filtro; MT: mesa de tensão;  $e_0$ : índice de vazios inicial;  $\gamma_{d0}$ : massa específica aparente seca máxima inicial; GC: grau de compactação;  $w_0$ : teor de umidade inicial;  $Sr_0$ : grau de saturação inicial.

Apêndice B<sub>2</sub> – Índices físicos iniciais das amostras utilizadas na determinação das curvas características solo-água do solo CA compactado por diferentes métodos de compactação

Método/Técnica	Amostra	$e_0$	$\gamma_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	$w_0$ (%)	$Sr_0$ (%)	Trajectoria	
Solo CA – Impacto	Papel Filtro	PF01	0,94	1,50	99,5	29,4	91,28	Secagem
		PF02	0,94	1,50	99,5	29,4	91,28	Secagem
		PF03	0,94	1,50	99,5	29,3	90,97	Secagem
		PF04	0,94	1,50	99,5	29,8	92,52	Secagem
		PF05	0,94	1,50	99,5	29,8	92,52	Secagem
		PF06	0,94	1,50	99,5	29,8	92,52	Secagem
		PF07	0,94	1,50	99,5	29,3	90,97	Secagem
		PF08	0,94	1,50	99,5	29,4	91,28	Umedecimento
		PF09	0,94	1,50	99,5	29,4	91,28	Umedecimento
Mesa de tensão	MT01	0,92	1,51	100,2	29,3	92,15	-	
	MT02	0,92	1,51	100,2	29,3	92,15	-	
Solo CA – Amassamento	Papel Filtro	PF01	0,92	1,51	100,2	29,4	92,47	Secagem
		PF02	0,92	1,51	100,2	29,4	92,47	Secagem
		PF03	0,92	1,51	100,2	29,3	92,15	Secagem
		PF04	0,92	1,51	100,2	29,3	92,15	Secagem
		PF05	0,91	1,52	100,9	29,1	92,83	Secagem
		PF06	0,92	1,51	100,2	29,1	91,52	Secagem
		PF07	0,92	1,51	100,2	29,4	92,47	Secagem
		PF08	0,94	1,50	99,5	29,4	91,28	Umedecimento
		PF09	0,94	1,50	99,5	29,1	90,35	Umedecimento
Mesa de tensão	MT01	0,92	1,51	100,2	29,6	93,10	-	
	MT02	0,94	1,50	99,5	29,6	91,90	-	
Solo CA – Estática	Papel Filtro	PF01	0,94	1,50	99,5	29,2	90,66	Secagem
		PF02	0,92	1,51	100,2	29,6	93,10	Secagem
		PF03	0,94	1,50	99,5	29,6	91,90	Secagem
		PF04	0,92	1,51	100,2	29,2	91,84	Secagem
		PF05	0,94	1,50	99,5	29,2	90,66	Secagem
		PF06	0,92	1,51	100,2	29,6	93,10	Secagem
		PF07	0,92	1,51	100,2	29,6	93,10	Secagem
		PF08	0,92	1,51	100,2	29,6	93,10	Umedecimento
		PF09	0,92	1,51	100,2	29,2	91,84	Umedecimento
Mesa de tensão	MT01	0,94	1,50	99,5	29,2	90,66	-	
	MT02	0,94	1,50	99,5	29,2	90,66	-	

Notas: PF: papel filtro; MT: mesa de tensão;  $e_0$ : índice de vazios inicial;  $\gamma_{d0}$ : massa específica aparente seca máxima inicial; GC: grau de compactação;  $w_0$ : teor de umidade inicial;  $Sr_0$ : grau de saturação inicial.

Apêndice B<sub>3</sub> – Comparação entre as curvas características do solo CA obtidas para diferentes energias de compactação representadas pelo teor de umidade gravimétrico



Notas:  $w$ : umidade de compactação;  $e_0$  médio: índice de vazios médio das amostras; Curvas características ajustadas pelo modelo de Durner (1994) com coeficientes de determinação –  $R^2 > 98\%$ .

## APÊNDICE C – MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Apêndice C<sub>1</sub> – Índices físicos dos corpos de prova utilizados na determinação do módulo de resiliência dos três solos em estudo (continua)

Método de compactação / W <sub>compactação</sub> ± trajetória		W <sub>compactação</sub> (%)	GC (%)	Sr <sub>c</sub> (%)	W <sub>ensaio</sub> (%)	Sr <sub>e</sub> (%)	Δw (%)	ΔS (%)
Solo CA Energia Normal	Impacto	29,2	100,2	92,01	29,2	92,01	-	-
		29,4	100,1	92,26	29,4	92,26	-	-
	W <sub>ótima</sub>	29,2	100,0	91,46	29,2	91,46	-	-
		29,3	99,4	90,53	29,3	90,53	-	-
	Estática	29,3	100,8	93,07	29,3	93,07	-	-
		29,2	100,7	92,78	29,2	92,78	-	-
Solo CA – Energia Intermediária	Impacto	26,0	100,2	91,96	26,0	91,96	-	-
		26,0	99,6	90,77	26,0	90,77	-	-
	W <sub>ótima</sub>	26,0	100,0	91,67	26,0	91,67	-	-
		26,0	100,0	91,53	26,0	91,53	-	-
	Estática	26,1	99,9	91,88	26,1	91,88	-	-
		26,0	100,1	91,82	26,0	91,82	-	-
	Amassamento	25,6	101,0	92,25	25,6	92,25	-	-
		25,6	100,7	91,55	25,6	91,55	-	-
	W <sub>ótima</sub>	25,8	100,8	92,61	25,8	92,61	-	-
		Impacto	24,1	100,3	85,43	24,1	85,43	-
	24,1		100,5	85,91	24,1	85,91	-	-
	W <sub>ótima-2%</sub>	24,0	99,3	83,32	24,0	83,32	-	-
		Impacto	27,7	99,3	95,86	27,7	95,86	-
	27,8		99,2	96,38	27,8	96,38	-	-
	W <sub>ótima+2%</sub>	28,0	99,0	96,54	28,0	96,54	-	-
		Impacto	25,9	100,6	92,54	24,0	89,35	-1,9
	W <sub>ótima -2%</sub>		26,2	100,7	93,87	24,2	89,78	-2,0
		26,0	100,5	92,75	24,1	89,06	-1,9	-3,69
	Impacto	26,0	101,0	93,66	21,8	88,79	-4,2	-4,86
		26,1	100,6	93,19	21,9	88,61	-4,2	-4,58
	W <sub>ótima -4%</sub>	26,3	100,8	94,38	22,1	89,77	-4,2	-4,61
		Impacto	24,1	99,3	83,65	21,9	81,22	-2,2
	W <sub>ótima-2% -2%</sub>		24,1	100,1	85,10	21,9	82,51	-2,2
		24,4	100,2	86,30	22,2	83,99	-2,2	-2,31
Impacto	24,3	100,4	86,35	20,1	81,12	-4,2	-5,23	
	W <sub>ótima-2% -4%</sub>	24,4	100,4	86,80	20,4	82,00	-4,0	-4,80
24,3		99,9	85,50	20,3	80,71	-4,0	-4,79	
Impacto	27,7	99,4	96,31	25,6	95,61	-2,1	-0,70	
	W <sub>ótima+2% -2%</sub>	27,7	99,3	96,05	25,5	95,13	-2,2	-0,92
28,0		99,0	96,59	25,9	95,75	-2,1	-0,84	
Impacto	27,9	99,0	96,28	23,7	94,50	-4,2	-1,78	
	W <sub>ótima+2% -4%</sub>	28,0	99,1	96,79	24,0	94,24	-4,0	-2,55
28,0		99,0	96,52	23,9	94,41	-4,1	-2,11	
Impacto	24,4	100,9	87,79	26,4	92,55	+2,0	+4,76	
	W <sub>ótima-2% +2%</sub>	24,3	99,9	85,50	26,4	89,15	+2,1	+3,65
24,4		99,6	85,32	26,4	88,87	+2,0	+3,55	
Impacto	26,0	99,3	90,30	27,8	94,53	+1,8	+4,23	
	W <sub>ótima +2%</sub>	26,1	100,1	92,15	28,2	97,02	+2,1	+4,87
25,8		100,0	90,93	27,8	95,76	+2,0	+4,83	
Impacto	27,8	99,2	96,23	28,6	100 *	+0,8	+3,77	
	W <sub>ótima+2% +0,8%</sub>	27,9	99,2	96,55	28,6	100 *	+0,7	+3,45
27,7		99,3	96,18	28,5	100 *	+0,8	+3,82	

Apêndice C<sub>1</sub> – Índices físicos dos corpos de prova utilizados na determinação do módulo de resiliência dos três solos em estudo (continua)

Método de compactação / W <sub>compactação</sub> ± trajetória	W <sub>compactação</sub> (%)	GC (%)	Sr <sub>c</sub> (%)	W <sub>ensaio</sub> (%)	Sr <sub>e</sub> (%)	Δw (%)	ΔS (%)
Impacto	17,0	99,8	90,91	17,0	90,91	-	-
	Wótima	16,9	99,3	89,26	16,9	89,26	-
	16,9	99,3	89,10	16,9	89,10	-	-
Estática	16,8	100,0	90,64	16,8	90,64	-	-
	Wótima	16,8	99,6	89,31	16,8	89,31	-
	16,9	99,8	90,44	16,9	90,44	-	-
Amassamento	17,4	99,7	92,93	17,4	92,93	-	-
	Wótima	16,7	100,2	90,51	16,7	90,51	-
	17,0	100,0	91,55	17,0	91,55	-	-
Impacto	15,0	100,5	82,02	15,0	82,02	-	-
	Wótima-2%	15,0	100,9	82,97	15,0	82,97	-
	15,0	100,2	81,25	15,0	81,25	-	-
Impacto	18,7	98,5	96,41	18,7	96,41	-	-
	Wótima+2%	18,6	98,5	95,96	18,6	95,96	-
	18,7	98,4	96,15	18,7	96,15	-	-
Impacto	16,9	99,9	90,78	14,9	85,22	-2,0	-5,56
	Wótima -2%	17,3	99,5	91,80	15,3	86,10	-2,0
	17,1	99,6	91,03	14,9	84,93	-2,2	-6,10
Impacto	17,1	99,6	91,03	13,0	81,12	-4,1	-9,91
	Wótima -4%	17,0	99,6	90,40	12,8	80,00	-4,2
	17,4	99,6	92,61	13,2	83,15	-4,2	-9,46
Impacto	15,1	101,0	84,09	13,3	78,49	-1,8	-5,60
	Wótima-2% -2%	15,2	101,0	84,43	13,3	78,65	-1,9
	15,2	100,4	83,00	13,1	76,50	-2,1	-6,50
Impacto	15,0	100,6	82,19	11,1	68,88	-3,9	-13,31
	Wótima-2% -4%	15,1	100,8	83,45	11,2	70,80	-3,9
	15,2	100,9	84,27	11,3	70,94	-3,9	-13,33
Impacto	18,7	98,1	95,28	16,6	93,49	-2,1	-1,79
	Wótima+2% -2%	18,8	98,2	95,89	16,6	93,89	-2,2
	18,8	98,3	96,24	16,6	94,07	-2,2	-2,17
Impacto	18,6	98,0	94,49	14,4	88,27	-4,2	-6,22
	Wótima+2% -4%	18,7	98,3	95,80	14,5	89,95	-4,2
	18,6	98,2	95,01	14,6	89,82	-4,0	-5,19
Impacto	15,1	100,9	83,61	17,2	89,41	+2,1	+5,80
	Wótima-2% +2%	14,9	100,7	82,01	17,0	87,81	+2,1
	15,0	100,7	82,66	17,1	87,77	+2,1	+5,11
Impacto	17,2	99,3	90,83	19,3	98,90	+2,1	+8,07
	Wótima +2%	17,0	99,9	91,41	18,9	99,52	+1,9
	17,0	100,1	91,75	18,9	99,52	+1,9	+7,77
Impacto	18,8	98,4	96,50	20,7	100 *	+1,9	+3,50
	Wótima+2% +2%	18,9	98,0	96,00	20,8	100 *	+1,9
	18,8	98,3	96,24	20,9	100 *	+2,1	+3,76

Solo PE – Energia Intermediária

Apêndice C<sub>1</sub> – Índices físicos dos corpos de prova utilizados na determinação do módulo de resiliência dos três solos em estudo (conclusão)

Método de compactação / W <sub>compactação</sub> ± trajetória	W <sub>compactação</sub> (%)	GC (%)	Sr <sub>c</sub> (%)	w <sub>ensaio</sub> (%)	Sr <sub>e</sub> (%)	Δw (%)	ΔS (%)
Impacto	13,0	100,2	90,47	13,0	90,47	-	-
	Wótima	12,9	100,1	89,46	12,9	89,46	-
	13,0	100,0	89,68	13,0	89,68	-	-
Estática	13,0	99,2	87,36	13,0	87,36	-	-
	Wótima	12,9	100,1	89,28	12,9	89,28	-
	13,0	99,3	87,54	13,0	87,54	-	-
Impacto	10,9	99,4	73,51	10,9	73,51	-	-
	Wótima-2%	10,9	99,4	73,51	10,9	73,51	-
	11,1	99,5	75,21	11,1	75,21	-	-
Impacto	13,7	100,0	94,67	13,7	94,67	-	-
	Wótima+1%	13,7	100,3	95,51	13,7	95,51	-
	13,8	99,9	94,84	13,8	94,84	-	-
Impacto	14,8	97,5	93,43	14,8	93,43	-	-
	Wótima+2%	14,9	97,7	94,81	14,9	94,81	-
	14,9	97,7	94,81	14,9	94,81	-	-
Impacto	13,0	100,7	92,09	11,0	78,11	-2,0	-13,98
	Wótima -2%	12,9	100,6	91,07	10,9	77,13	-2,0
	12,9	100,6	91,07	10,9	76,84	-2,0	-14,23
Impacto	12,9	100,7	91,27	9,0	64,57	-3,9	-26,70
	Wótima -4%	13,0	100,4	91,27	9,1	64,92	-3,9
	12,9	100,6	91,07	8,9	64,20	-4,0	-26,87
Impacto	11,1	100,2	77,26	8,9	62,77	-2,2	-14,49
	Wótima-2% -2%	11,1	100,1	76,90	8,9	62,48	-2,2
	11,0	100,6	77,70	9,0	64,48	-2,0	-13,22
Impacto	10,9	100,3	76,20	6,9	49,17	-4,0	-27,03
	Wótima-2% -4%	11,0	100,3	76,82	7,1	50,36	-3,9
	11,0	100,1	76,13	6,9	48,82	-4,1	-27,31
Impacto	13,7	99,8	93,79	11,6	84,34	-2,1	-9,45
	Wótima+1% -2%	13,9	99,8	95,44	11,9	84,55	-2,0
	13,9	99,7	94,99	11,9	84,29	-2,0	-10,70
Impacto	13,8	99,9	95,06	9,7	71,86	-4,1	-23,20
	Wótima+1% -4%	13,9	99,5	94,24	9,9	71,28	-4,0
	13,9	99,4	94,00	9,9	71,24	-4,0	-22,76
Impacto	11,1	99,7	75,89	13,1	88,28	+2,0	+12,39
	Wótima-2% +2%	11,0	99,7	75,11	13,0	86,70	+2,0
	11,1	99,5	75,39	13,3	88,87	+2,2	+13,48
Impacto	13,0	99,7	88,89	15,2	99,37	+2,2	+10,48
	Wótima +2%	13,1	99,6	89,09	15,1	100 *	+2,0
	13,0	99,7	88,89	14,9	97,83	+1,9	+8,94
Impacto	13,9	99,9	95,77	15,9	100 *	+2,0	+4,23
	Wótima+1% +2%	14,0	99,9	96,33	16,1	100 *	+2,1
	13,9	100,0	96,03	15,8	100 *	+1,9	+3,97

Notas: W<sub>compactação</sub> – umidade de compactação; GC – grau de compactação; Sr<sub>c</sub> – grau de saturação para a umidade de compactação; w<sub>ensaio</sub> – umidade de ensaio; Sr<sub>e</sub> – grau de saturação para a umidade de ensaio (após trajetórias); Δw – variação de umidade pós-compactação (diferença entre W<sub>compactação</sub> e w<sub>ensaio</sub>); ΔS – variação do grau de saturação (diferença entre Sr<sub>c</sub> e Sr<sub>e</sub>); \* Saturação teórica.

Apêndice C<sub>2</sub> – Parâmetros de regressão obtidos para os demais modelos de previsão do módulo de resiliência analisados (continua)

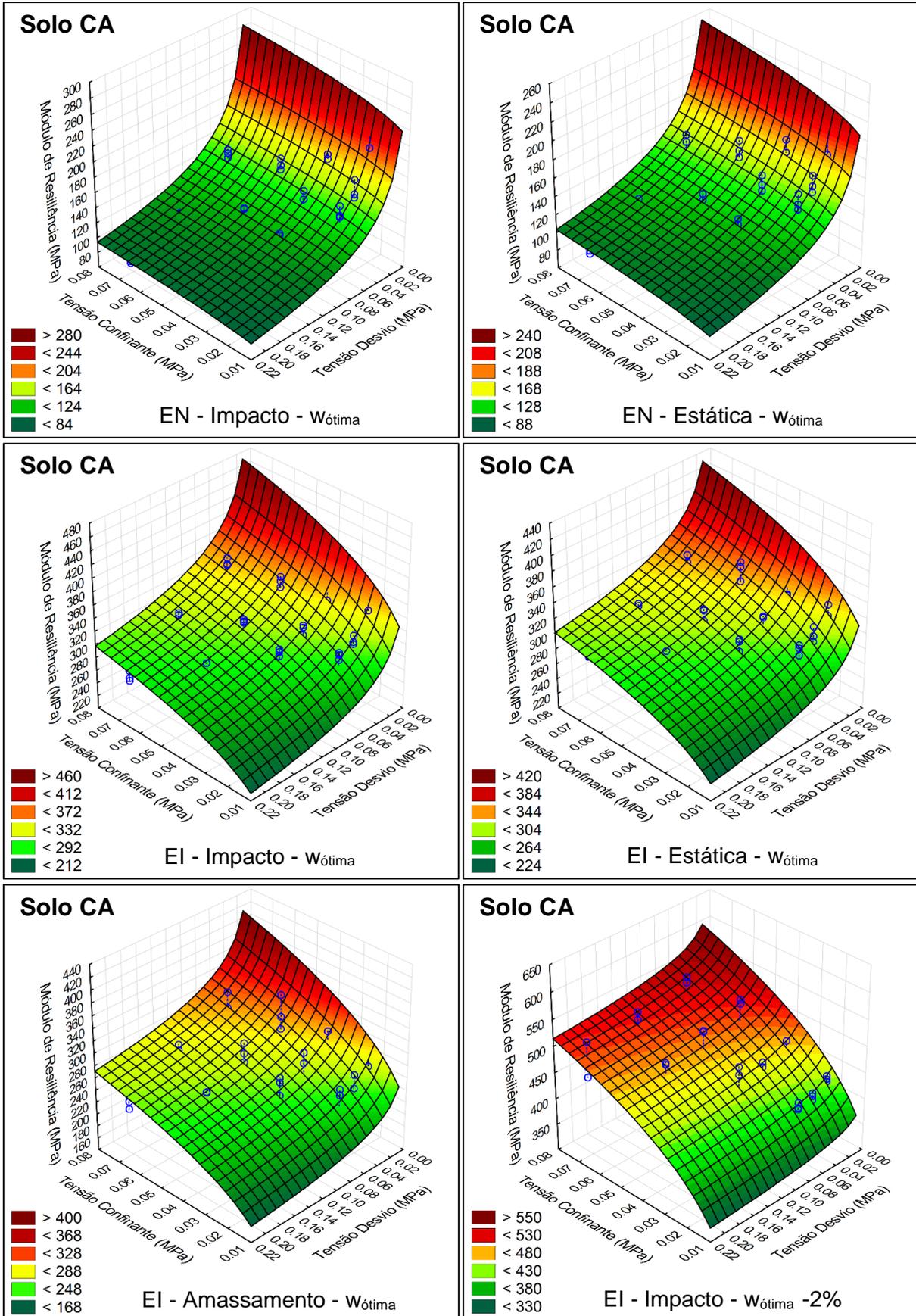
Solo	Método compact.	Umidade de ensaio	Modelos de previsão												
			(k - $\sigma_3$ )			(k - $\sigma_d$ )			(k - $\theta$ )			(k - $\theta$ - $\tau_{oct}$ )			
			k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	k <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>
Solo CA EN	Impacto	Wótima	41,75	-0,361	0,36	47,58	-0,394	0,89	63,27	-0,460	0,68	2277,60	0,092	-1,787	0,95
	Estática	Wótima	57,32	-0,265	0,31	60,98	-0,302	0,83	76,72	-0,346	0,61	2055,99	0,143	-1,557	0,93
Solo CA – Energia Intermediária	Impacto	Wótima	311,62	-0,003	0,00	254,07	-0,081	0,36	287,28	-0,056	0,10	3665,67	0,245	-0,959	0,90
	Estática	Wótima	317,67	0,009	0,00	262,59	-0,062	0,29	291,19	-0,036	0,05	3460,34	0,208	-0,756	0,83
	Amassam.	Wótima	353,56	0,085	0,13	249,87	-0,027	0,03	281,23	0,029	0,02	3014,89	0,367	-1,091	0,68
		Wótima-2%	588,32	0,132	0,69	430,06	0,043	0,15	453,09	0,102	0,47	3787,83	0,243	-0,451	0,74
		Wótima+2%	109,01	-0,107	0,08	88,24	-0,213	0,62	111,28	-0,200	0,31	2158,88	0,338	-1,698	0,95
		Wótima -2%	804,79	0,170	0,69	544,62	0,060	0,18	578,22	0,134	0,49	4541,89	0,308	-0,551	0,71
		Wótima -4%	1211,00	0,256	0,82	758,99	0,137	0,48	772,78	0,232	0,77	4666,07	0,324	-0,274	0,81
		Wótima-2% -2%	1826,60	0,394	0,86	962,80	0,240	0,65	945,43	0,375	0,89	3979,58	0,424	-0,094	0,90
		Wótima-2% -4%	1814,20	0,329	0,91	1064,20	0,202	0,69	1046,40	0,315	0,95	5149,74	0,362	-0,142	0,95
	Impacto	Wótima+2% -2%	502,14	0,200	0,86	321,22	0,075	0,25	342,09	0,160	0,63	2504,95	0,329	-0,515	0,83
		Wótima+2% -4%	601,41	0,198	0,95	401,90	0,090	0,40	417,60	0,169	0,79	2951,62	0,293	-0,379	0,91
		Wótima-2% +2%	74,03	-0,140	0,17	67,02	-0,210	0,78	81,87	-0,216	0,46	1583,31	0,168	-1,266	0,88
		Wótima +2%	69,67	-0,143	0,15	60,27	-0,231	0,78	75,79	-0,231	0,44	1557,98	0,217	-1,479	0,92
	Wótima+2% +0,8%	36,25	-0,326	0,28	36,87	-0,394	0,85	50,68	-0,440	0,59	1808,74	0,148	-1,977	0,88	
Solo PE - Intermediária	Impacto	Wótima	355,43	-0,013	0,00	293,18	-0,089	0,45	332,76	-0,066	0,14	4327,10	0,214	-0,900	0,86
	Estática	Wótima	411,03	0,032	0,03	316,36	-0,061	0,22	357,70	-0,023	0,02	4246,02	0,282	-0,978	0,91
	Amassam.	Wótima	312,85	0,099	0,06	191,77	-0,064	0,05	236,42	0,023	0,00	2737,85	0,494	-1,545	0,51
		Wótima-2%	1819,20	0,385	0,89	859,25	0,187	0,43	908,48	0,336	0,77	4633,01	0,591	-0,817	0,91
		Wótima+2%	64,26	-0,302	0,23	58,37	-0,407	0,84	83,70	-0,435	0,54	3070,33	0,290	-2,370	0,97
	Impacto	Wótima -2%	1945,80	0,393	0,90	941,30	0,207	0,50	985,84	0,360	0,85	4524,73	0,500	-0,436	0,90
		Wótima -4%	3136,80	0,501	0,83	1314,60	0,285	0,55	1327,70	0,465	0,82	4864,13	0,624	-0,512	0,88
		Wótima-2% -2%	3397,70	0,518	0,87	1525,40	0,332	0,73	1452,70	0,504	0,94	4596,07	0,558	-0,137	0,96

Apêndice C<sub>2</sub> – Parâmetros de regressão obtidos para os demais modelos de previsão do módulo de resiliência analisados (conclusão)

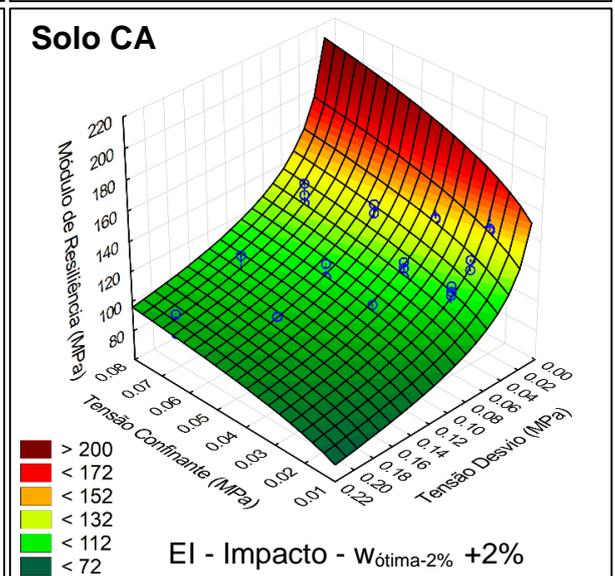
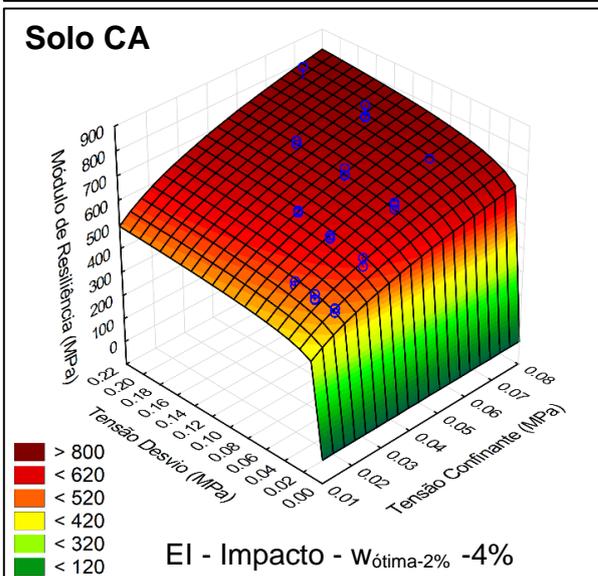
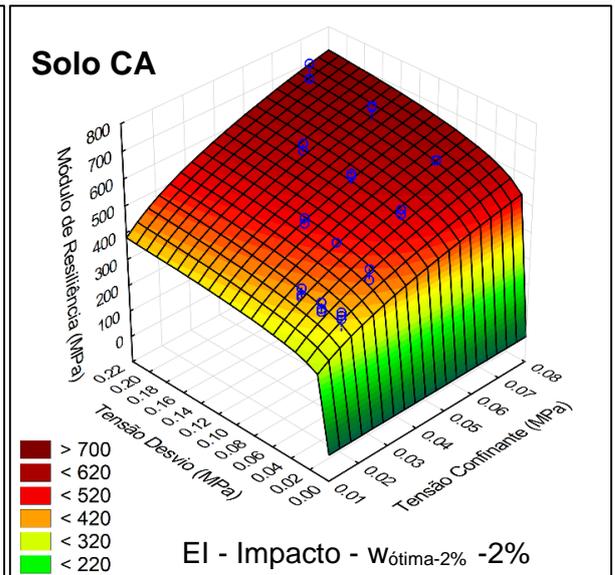
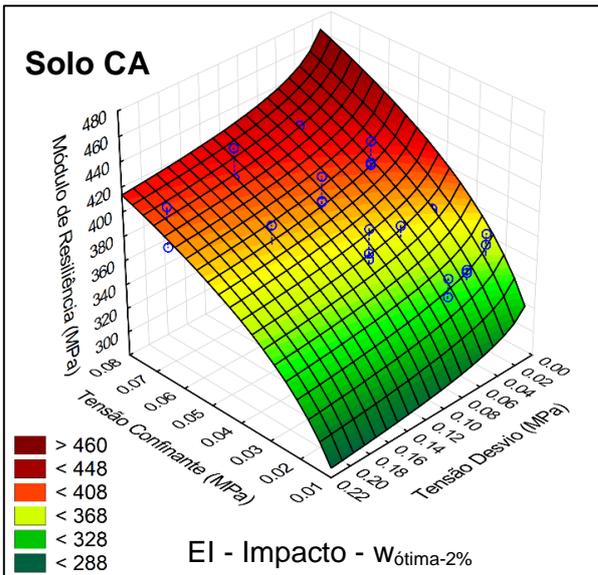
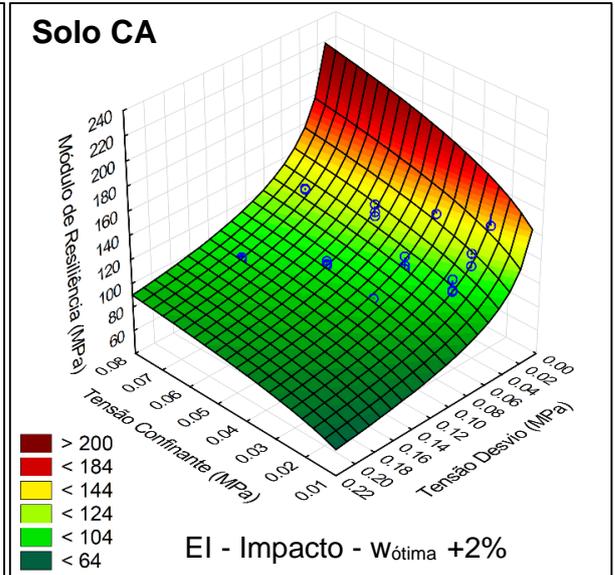
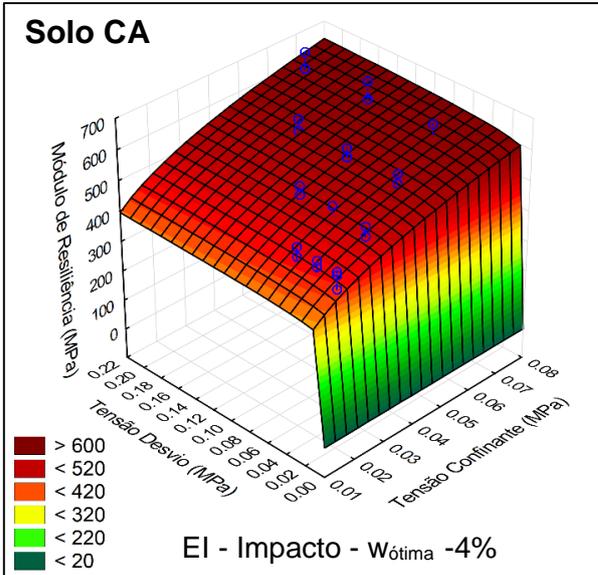
Solo	Método compact.	Umidade de ensaio	Modelos de previsão												
			(k - $\sigma_3$ )			(k - $\sigma_d$ )			(k - $\theta$ )			(k - $\theta$ - $\tau_{oct}$ )			
			k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	k <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>
Solo PE - Intermediária	Impacto	Wótima-2% -4%	1934,10	0,257	0,89	1232,10	0,144	0,57	1241,70	0,237	0,86	7371,99	0,311	-0,222	0,89
		Wótima+2% -2%	784,70	0,257	0,92	464,11	0,116	0,38	488,66	0,218	0,76	3159,60	0,395	-0,558	0,90
		Wótima+2% -4%	1236,60	0,318	0,85	708,28	0,178	0,55	714,25	0,292	0,82	3844,71	0,422	-0,421	0,88
		Wótima-2% +2%	87,82	-0,171	0,23	82,20	-0,235	0,87	101,57	-0,250	0,55	2123,13	0,104	-1,209	0,89
		Wótima +2%	58,68	-0,151	0,10	43,96	-0,295	0,76	60,80	-0,276	0,37	1509,95	0,291	-1,982	0,84
		Wótima+2% +2%	36,12	-0,220	0,13	30,87	-0,330	0,62	42,52	-0,336	0,36	1202,15	<u>-0,004</u>	-1,464	0,57
Solo SL – Energia Intermediária	Impacto	Wótima	149,15	0,034	0,02	103,68	-0,097	0,26	124,57	-0,044	0,03	1544,27	0,183	-0,788	0,29
	Estática	Wótima	154,84	0,036	0,02	107,73	-0,094	0,26	129,00	-0,040	0,03	1597,08	0,218	-0,875	0,37
	Impacto	Wótima-2%	131,79	-0,052	0,04	105,17	-0,150	0,61	126,91	-0,126	0,24	1930,25	<u>0,124</u>	-0,892	0,55
		Wótima+1%	367,95	0,562	0,77	101,25	0,199	0,20	123,85	0,444	0,55	511,92	0,907	-1,339	0,75
		Wótima+2%	394,64	0,637	0,73	100,01	0,260	0,25	118,97	0,526	0,56	419,20	0,977	-1,383	0,74
		Wótima -2%	324,12	0,064	0,12	232,56	-0,048	0,14	265,64	0,004	0,00	2937,80	0,275	-0,878	0,71
		Wótima -4%	480,85	0,126	0,44	316,65	-0,004	0,00	357,38	0,068	0,14	3405,90	0,351	-0,904	0,87
		Wótima-2% -2%	251,99	0,005	0,00	205,44	-0,072	0,35	230,83	-0,044	0,07	2761,27	0,129	-0,582	0,43
		Wótima-2% -4%	469,21	0,106	0,36	329,55	-0,004	0,00	365,16	0,056	0,12	3487,28	0,269	-0,681	0,60
		Wótima+1% -2%	347,24	0,168	0,62	220,12	0,0329	0,05	243,55	0,115	0,33	2017,25	0,327	-0,657	0,65
		Wótima+1% -4%	367,72	0,144	0,55	245,92	0,024	0,03	270,23	0,096	0,28	2315,13	0,276	-0,561	0,56
		Wótima-2% +2%	122,02	0,113	0,12	73,34	-0,055	0,06	88,74	0,028	0,01	913,04	0,275	-0,769	0,22
		Wótima +2%	133,91	0,257	0,43	62,23	0,024	0,01	75,91	0,160	0,19	581,65	0,456	-0,883	0,38
		Wótima+1% +2%	198,99	0,502	0,88	75,48	0,248	0,44	81,12	0,443	0,78	294,85	0,638	-0,427	0,85

Nota: Parâmetros sublinhados indicam variáveis que não são estatisticamente significantes, considerando um nível de significância de 5%.

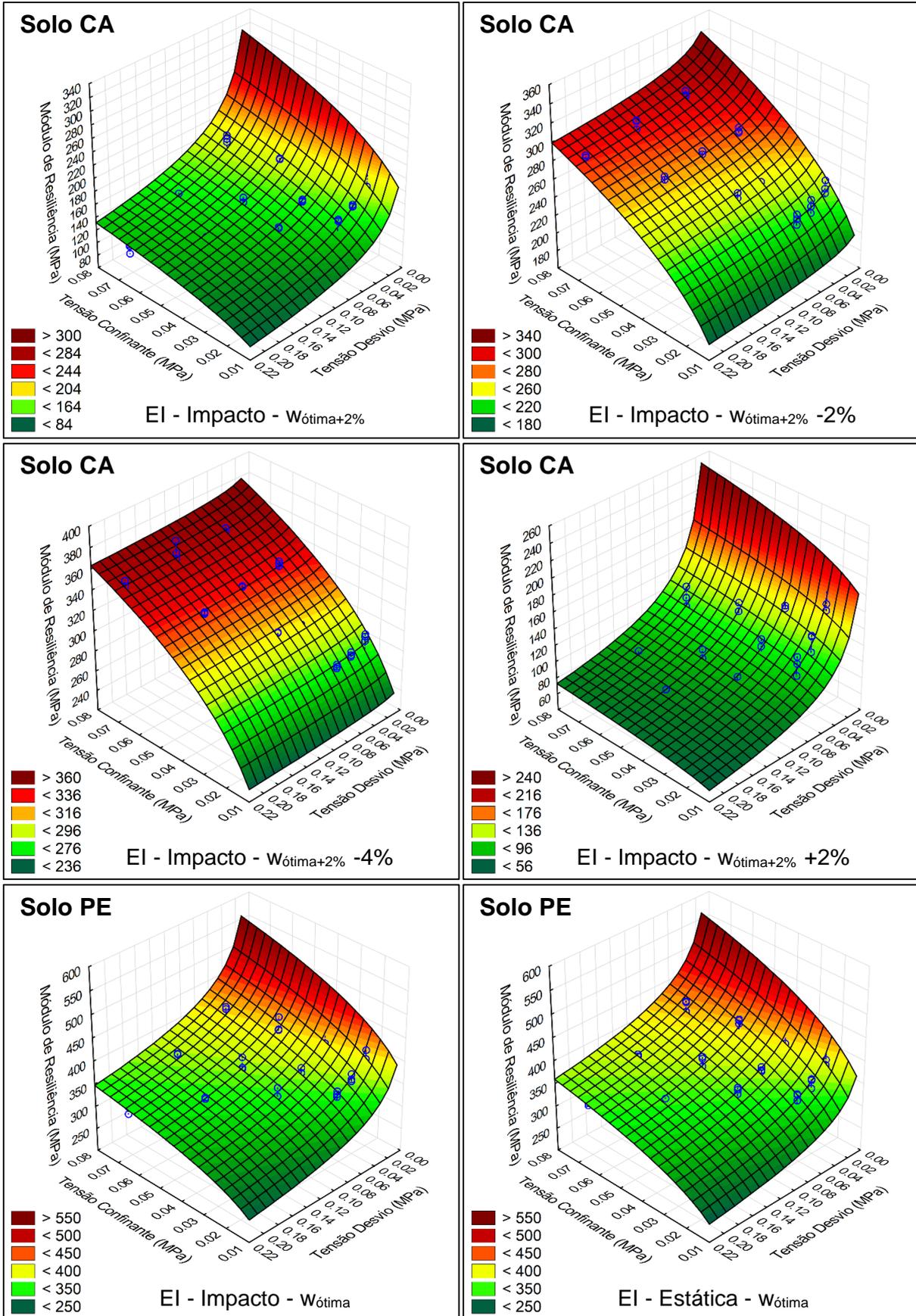
Apêndice C<sub>3</sub> – Gráficos tridimensionais obtidos para o modelo composto (continua)



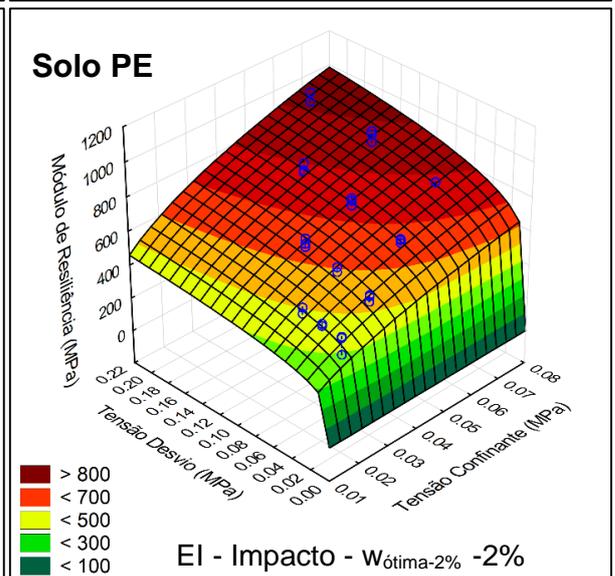
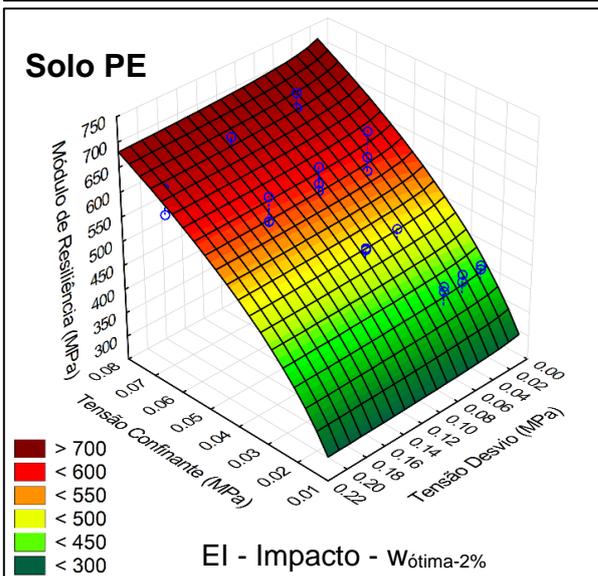
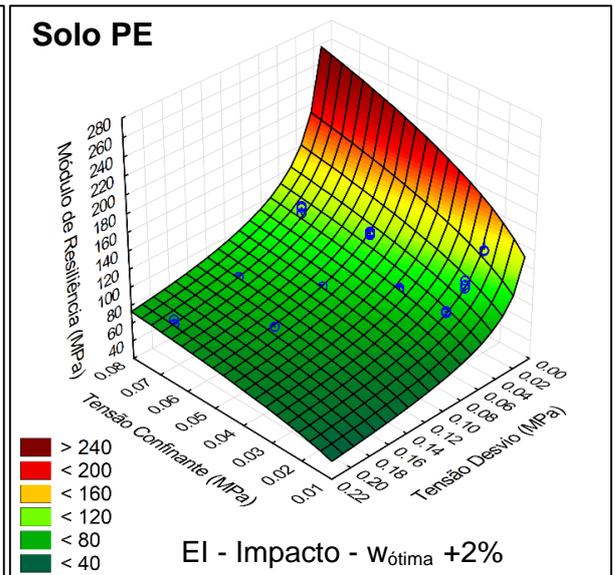
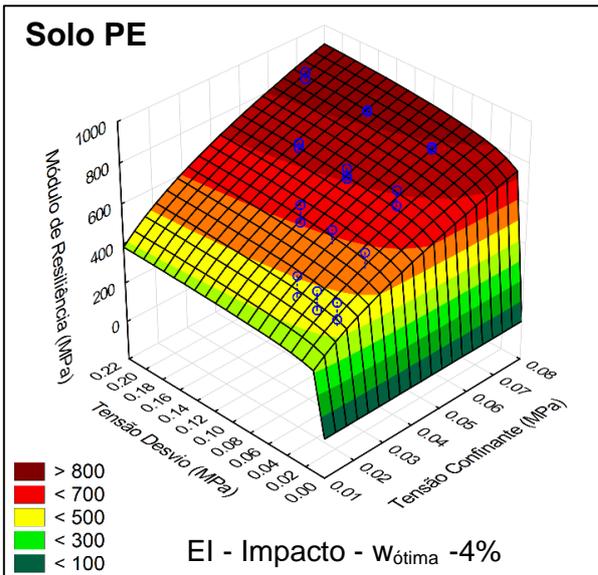
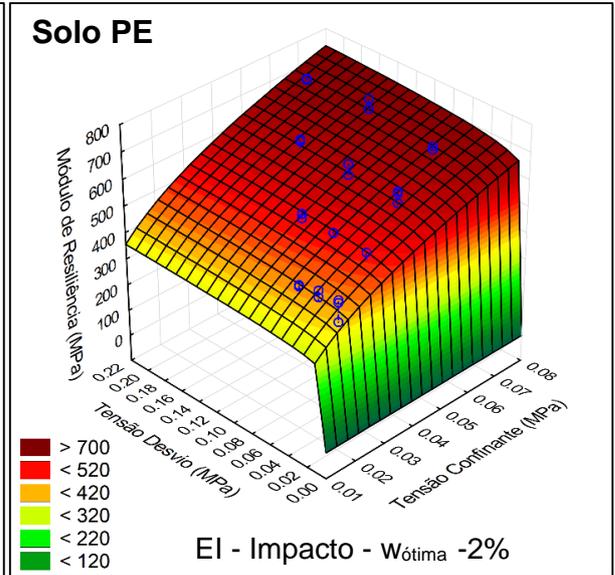
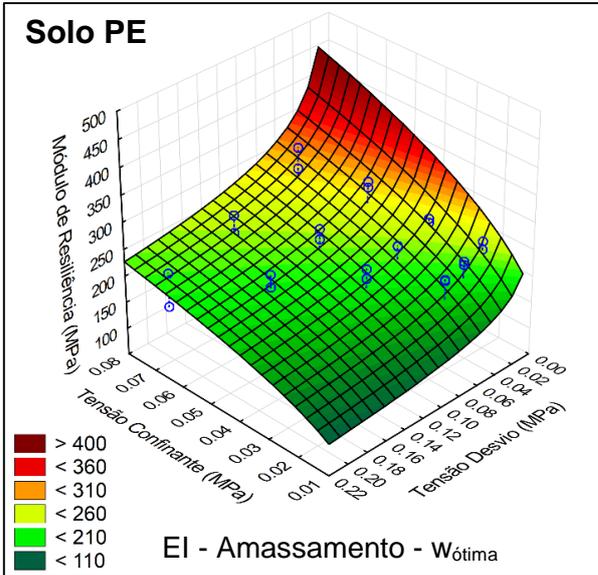
Apêndice C<sub>3</sub> – Gráficos tridimensionais obtidos para o modelo composto (continua)



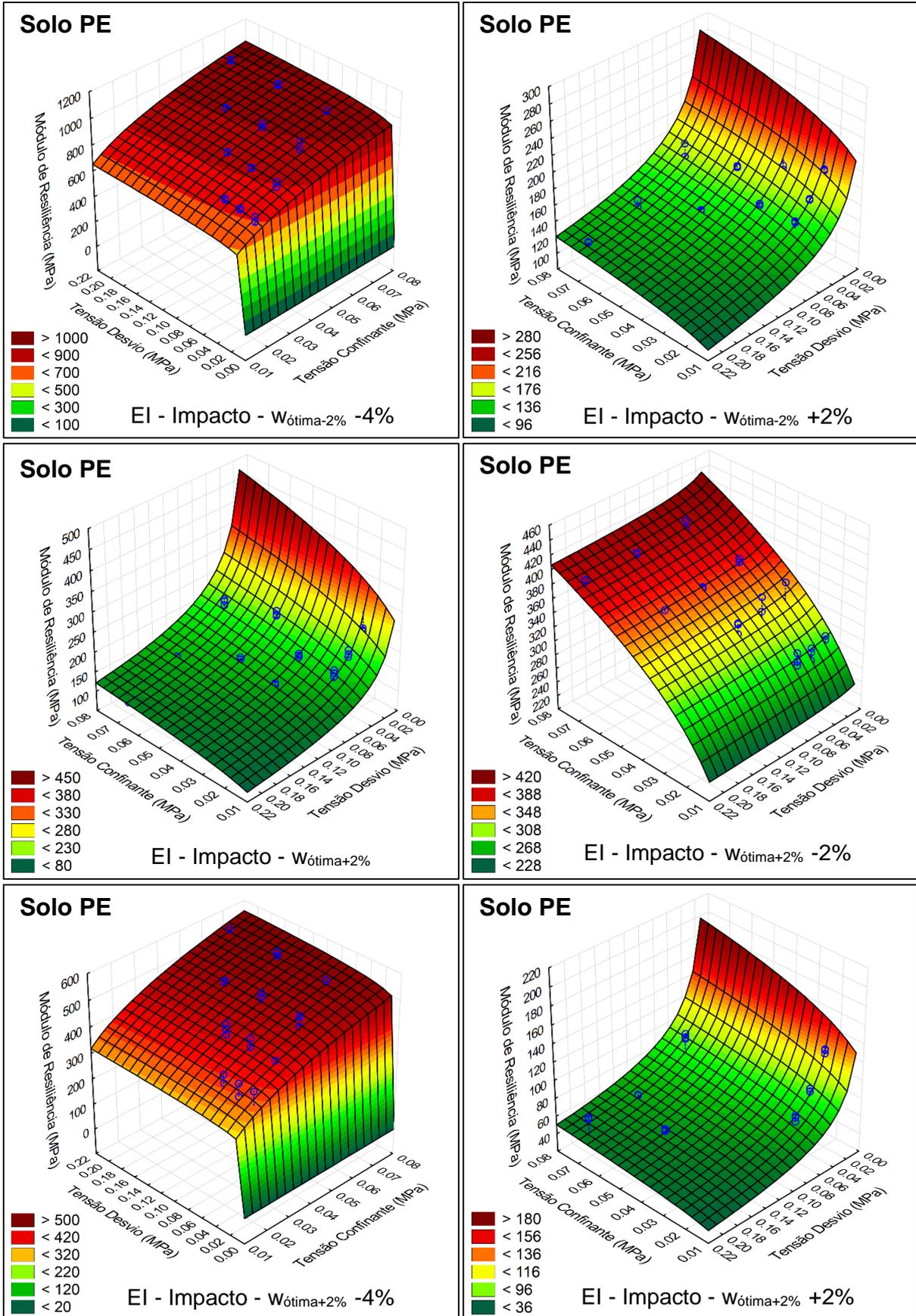
Apêndice C<sub>3</sub> – Gráficos tridimensionais obtidos para o modelo composto (continua)



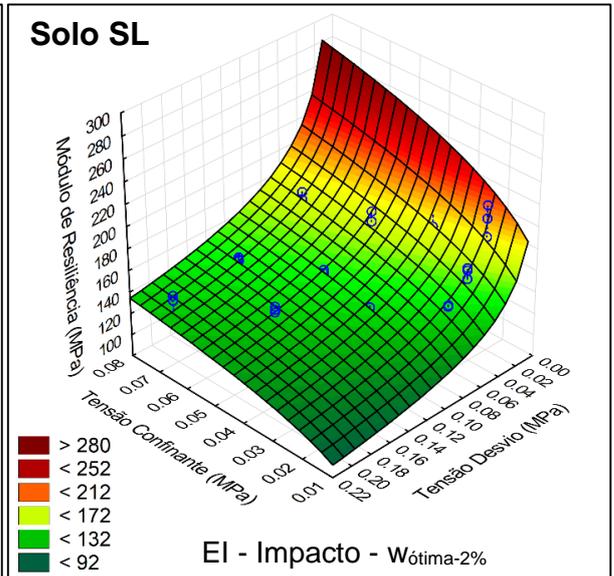
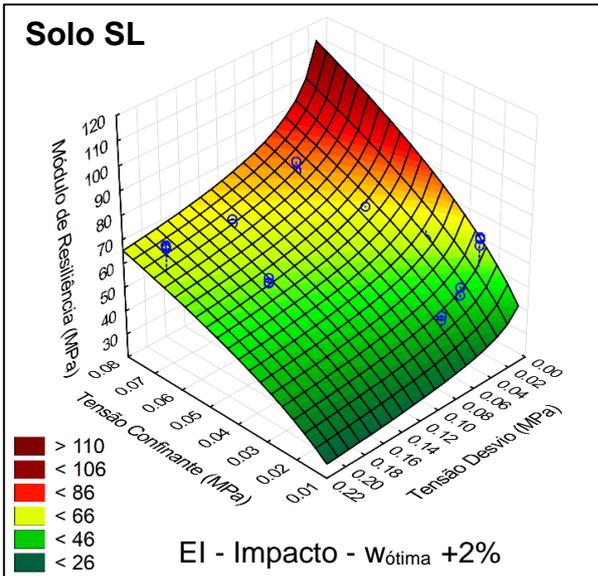
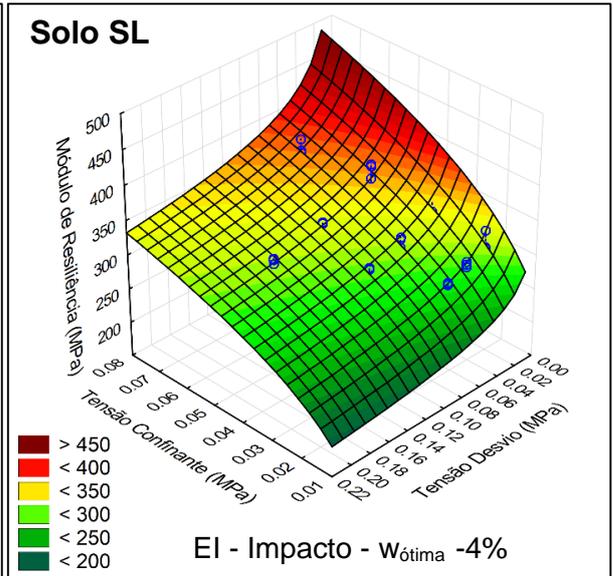
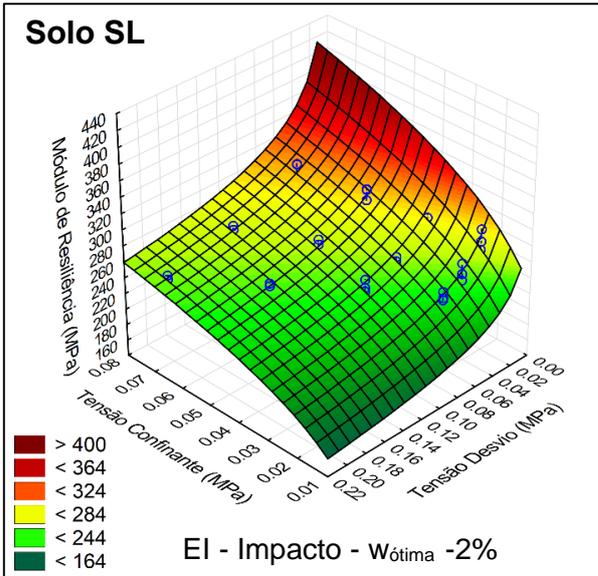
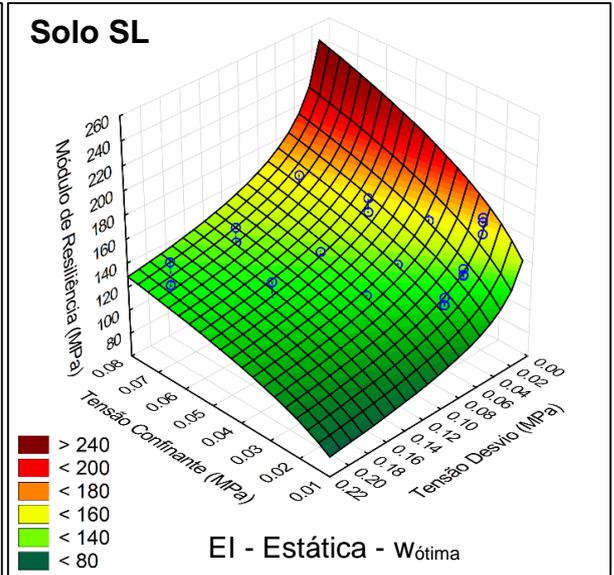
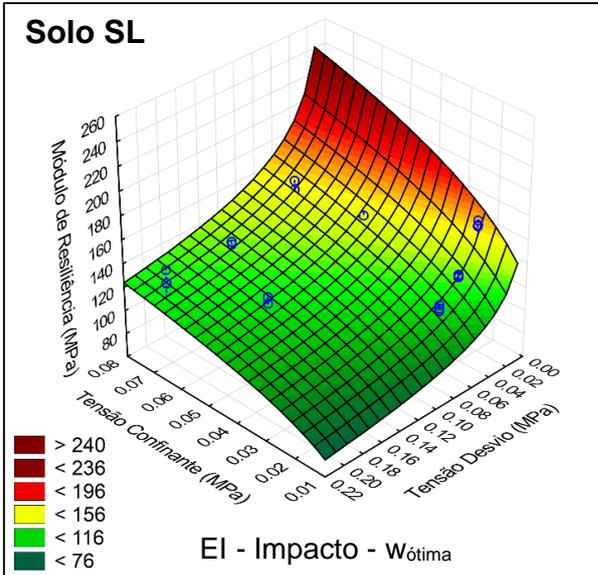
Apêndice C<sub>3</sub> – Gráficos tridimensionais obtidos para o modelo composto (continua)



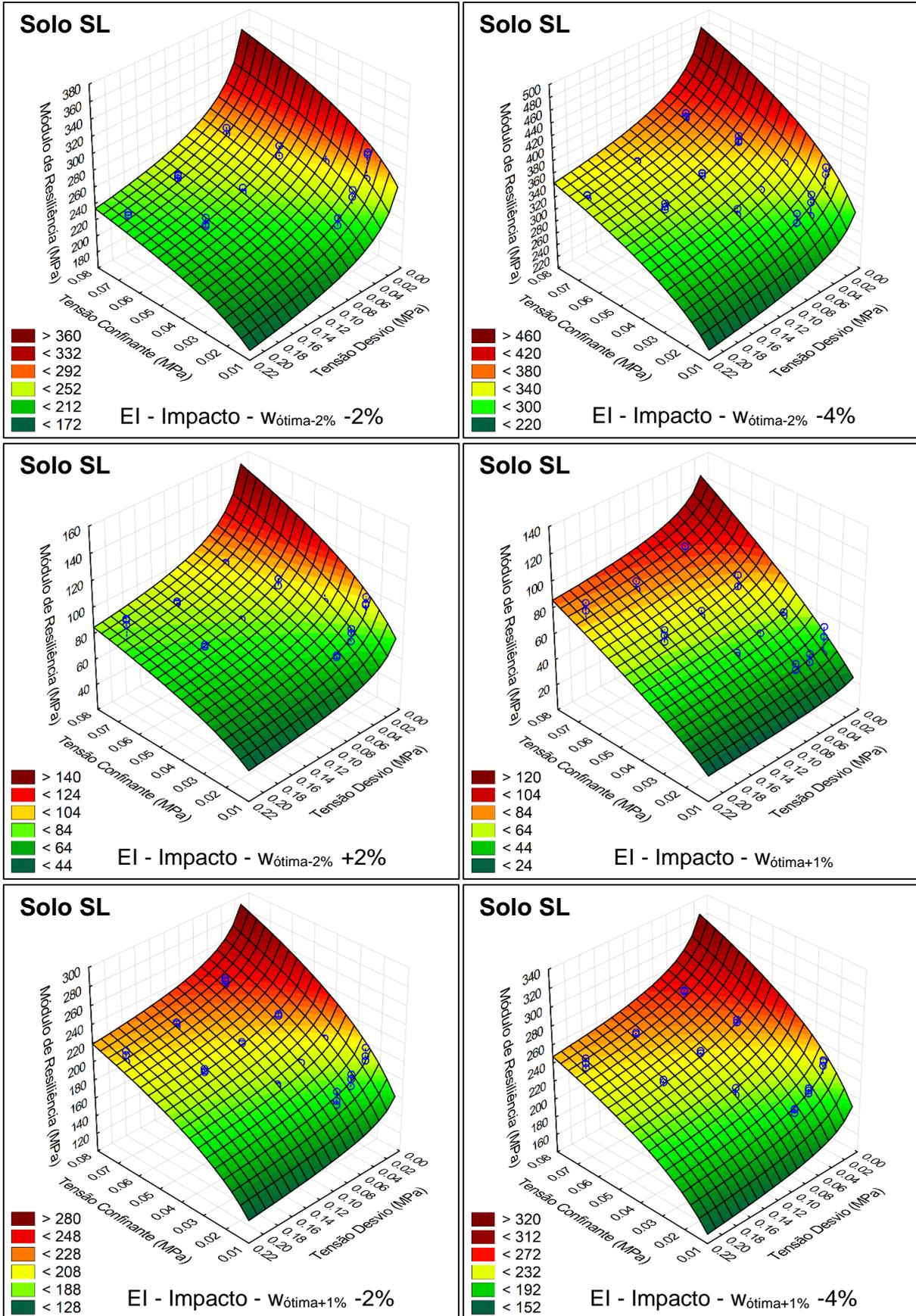
Apêndice C<sub>3</sub> – Gráficos tridimensionais obtidos para o modelo composto (continua)



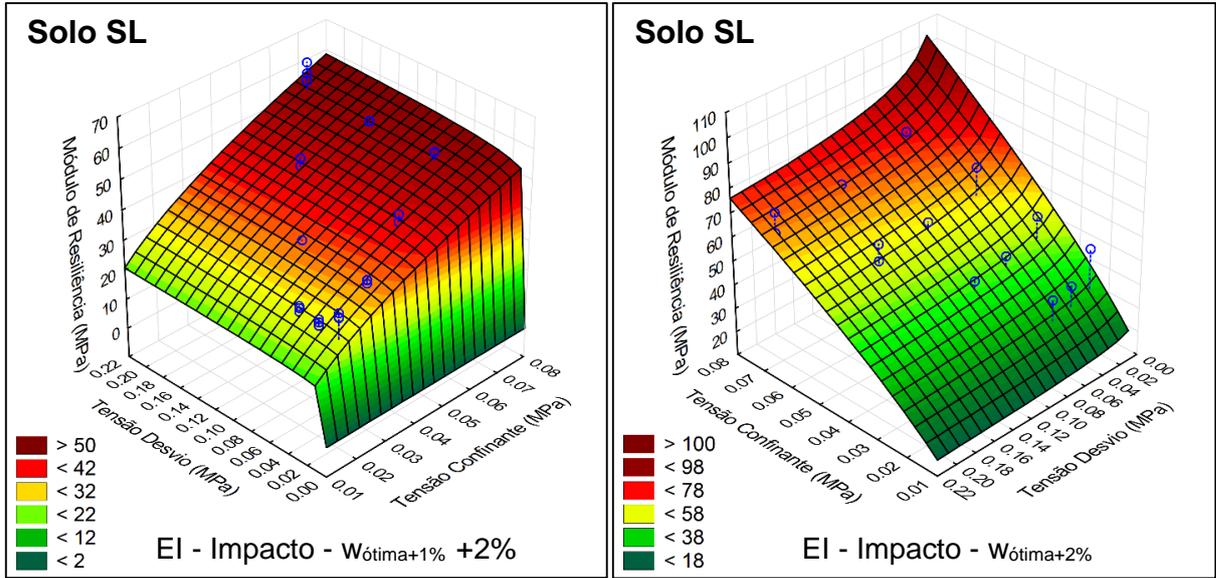
Apêndice C<sub>3</sub> – Gráficos tridimensionais obtidos para o modelo composto (continua)



Apêndice C<sub>3</sub> – Gráficos tridimensionais obtidos para o modelo composto (continua)



Apêndice C<sub>3</sub> – Gráficos tridimensionais obtidos para o modelo composto (conclusão)



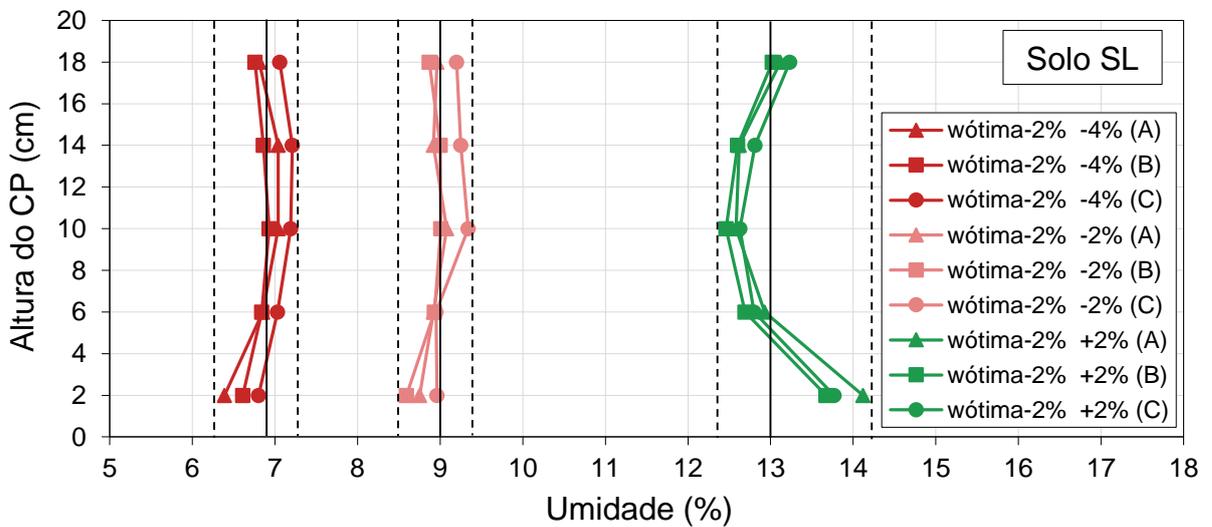
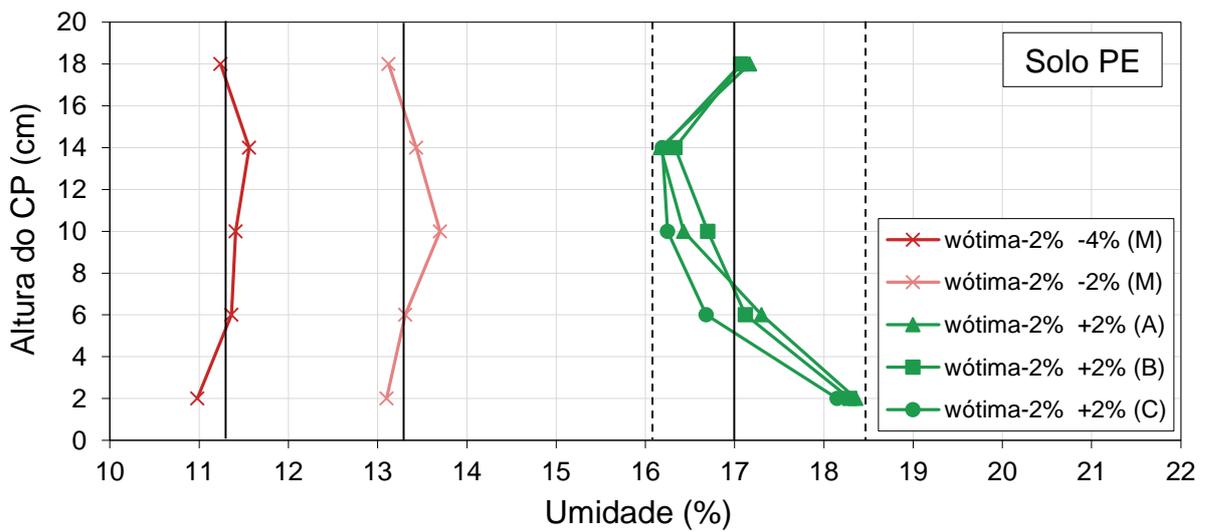
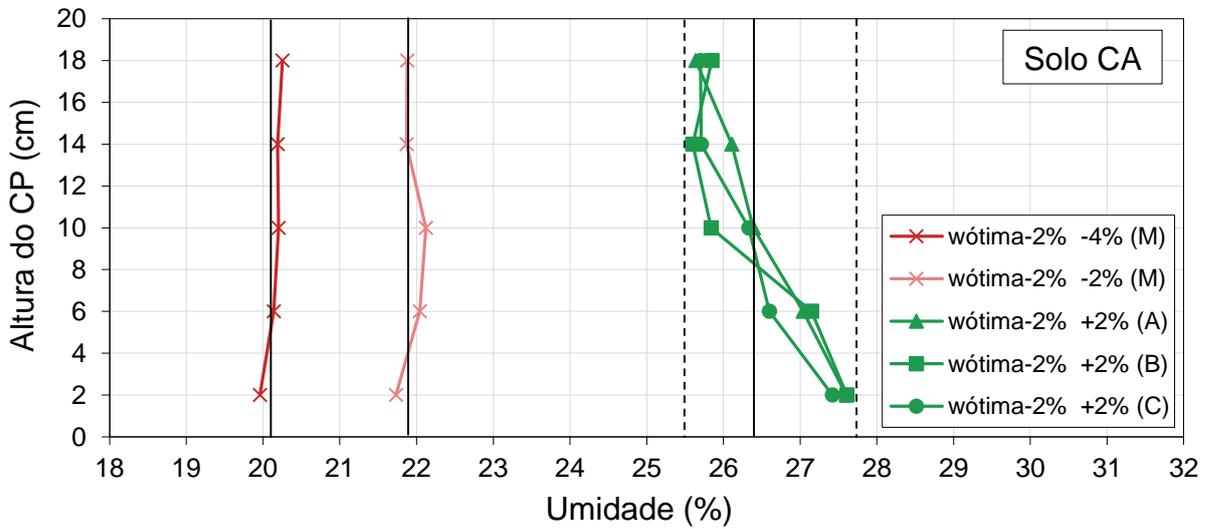
Notas: EN: Energia Normal; EI: Energia Intermediária.

Apêndice C<sub>4</sub> – Módulos de resiliência lineares calculados para fins de comparação

Solo	Condições de compactação		MR médio (MPa)	MR típico* (MPa)					
	Energia / Método	Umidade de ensaio (%)							
Solo CA	EN	Impacto	W <sub>ótima</sub>	29,4	139	122			
		Estática			138	126			
	Energia Intermediária	Amassam.	Impacto	W <sub>ótima</sub>	26	316	311		
						Estática	311	309	
						Amassam.	270	271	
		Impacto	Impacto	W <sub>ótima</sub>	24	385	394		
						W <sub>ótima</sub> -2%	157	149	
						W <sub>ótima</sub> +2%	28		
						W <sub>ótima</sub> -4%	26 → 22	535	565
						W <sub>ótima</sub> -2%	26 → 24	467	482
						W <sub>ótima</sub> +2%	26 → 28	112	105
						W <sub>ótima</sub> -2% -4%	24 → 20	635	683
						W <sub>ótima</sub> -2% -2%	24 → 22	522	570
						W <sub>ótima</sub> -2% +2%	24 → 26	118	111
						W <sub>ótima</sub> +2% -4%	28 → 24	318	332
						W <sub>ótima</sub> +2% -2%	28 → 26	265	275
W <sub>ótima</sub> +2% +0,8%	28 → 28,8	108	95						
Solo PE	Energia Intermediária	Impacto	W <sub>ótima</sub>	16,9	372	365			
					Estática	373	370		
					Amassam.	231	230		
	Impacto	Impacto	W <sub>ótima</sub>	14,9	534	573			
					W <sub>ótima</sub> -2%	18,9	178	157	
					W <sub>ótima</sub> +2%	16,9 → 12,9	642	706	
					W <sub>ótima</sub> -4%	16,9 → 14,9	557	603	
					W <sub>ótima</sub> -2%	16,9 → 18,9	98	89	
					W <sub>ótima</sub> +2%	14,9 → 10,9	851	900	
					W <sub>ótima</sub> -2% -4%	14,9 → 12,9	659	733	
					W <sub>ótima</sub> -2% -2%	14,9 → 16,9	155	143	
					W <sub>ótima</sub> -2% +2%	18,9 → 14,9	448	479	
					W <sub>ótima</sub> +2% -4%	18,9 → 16,9	345	363	
					W <sub>ótima</sub> +2% -2%	18,9 → 20,9	76	66	
W <sub>ótima</sub> +2% +2%									
Solo SL	Energia Intermediária	Impacto	W <sub>ótima</sub>	12,9	135	132			
					Estática	139	136		
					Amassam.				
	Impacto	Impacto	W <sub>ótima</sub>	10,9	157	150			
					W <sub>ótima</sub> -2%	13,9	63	68	
					W <sub>ótima</sub> +1%	14,9	53	59	
					W <sub>ótima</sub> +2%	12,9 → 8,9	321	326	
					W <sub>ótima</sub> -4%	12,9 → 10,9	265	264	
					W <sub>ótima</sub> -2%	12,9 → 14,9	59	61	
					W <sub>ótima</sub> +2%	10,9 → 6,9	334	338	
					W <sub>ótima</sub> -2% -4%	10,9 → 8,9	249	245	
					W <sub>ótima</sub> -2% -2%	10,9 → 12,9	85	86	
					W <sub>ótima</sub> -2% +2%	13,9 → 9,9	232	237	
					W <sub>ótima</sub> +1% -4%	13,9 → 11,9	203	208	
W <sub>ótima</sub> +1% -2%	13,9 → 15,9	41	45						
W <sub>ótima</sub> +1% +2%									

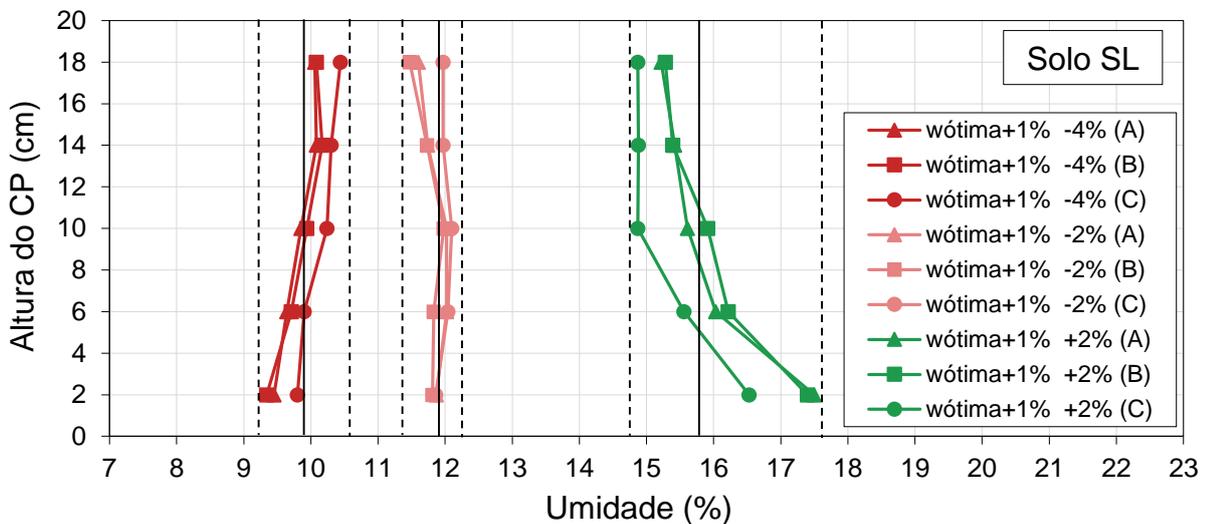
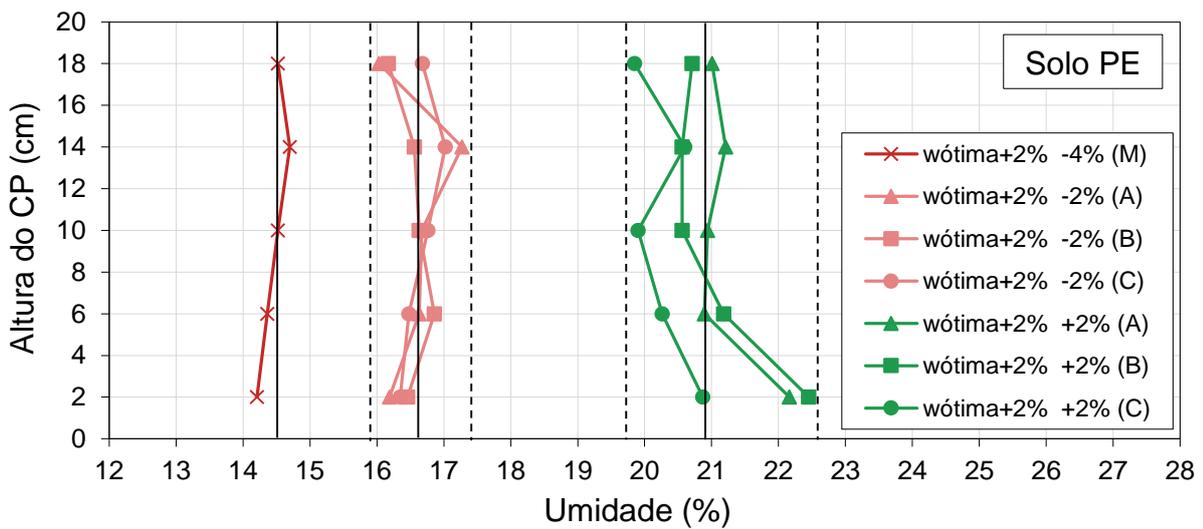
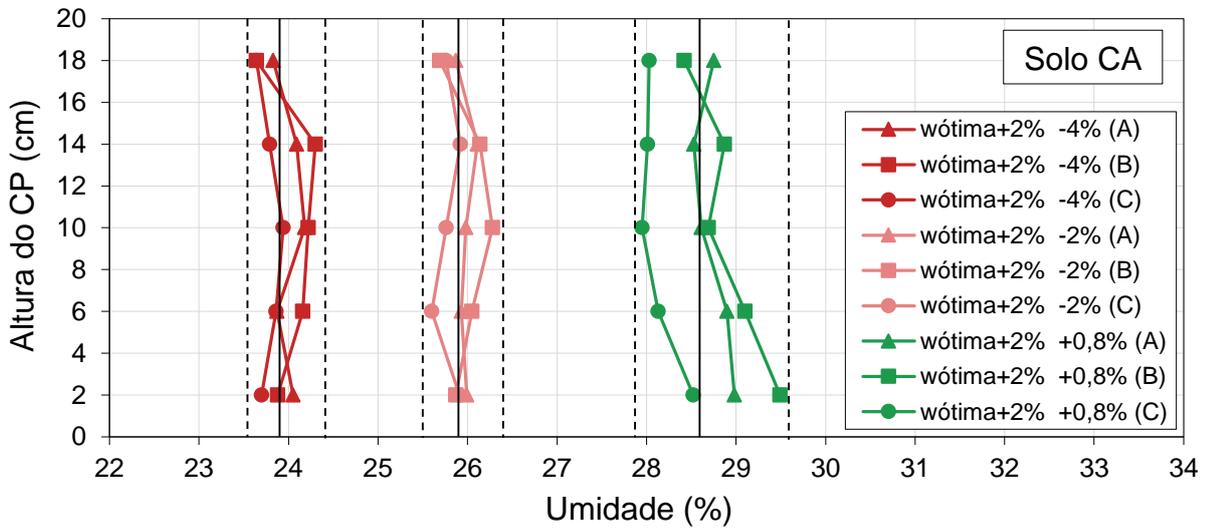
Nota: \* MR obtido para o par de tensões de  $\sigma_3 = 0,050$  MPa e  $\sigma_d = 0,100$  MPa;

Apêndice C<sub>5</sub> – Controle do gradiente de umidade das amostras compactadas abaixo da umidade ótima e submetidas às variações de umidade pós-compactação



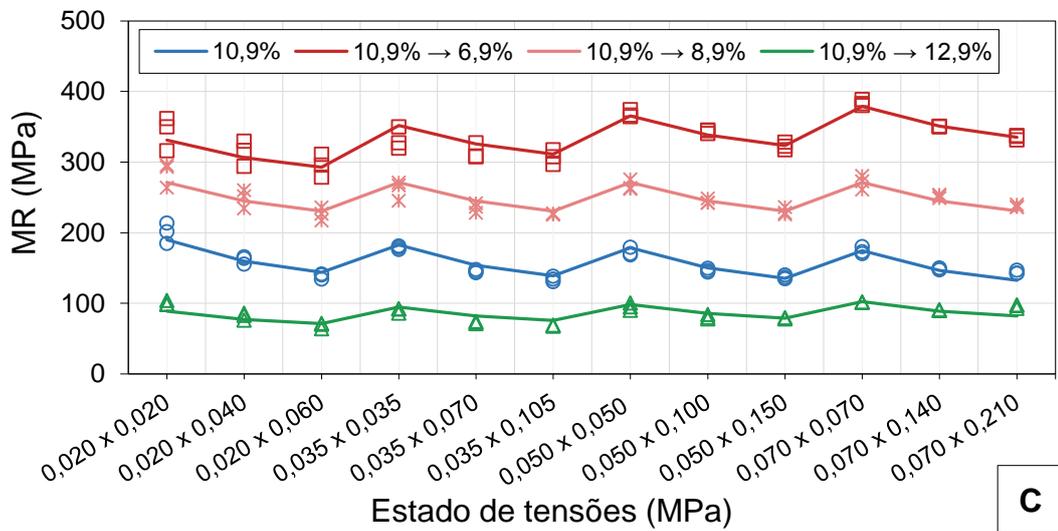
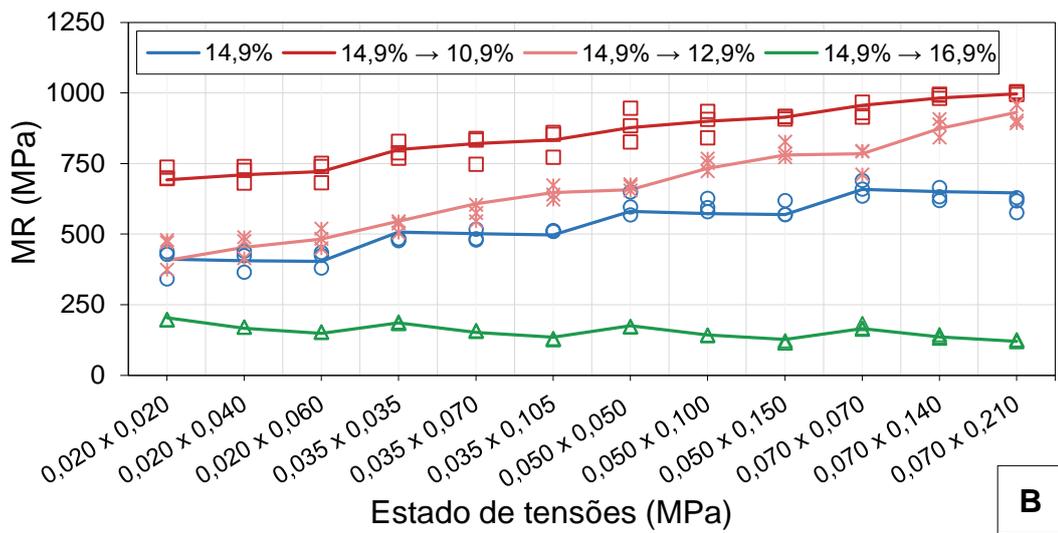
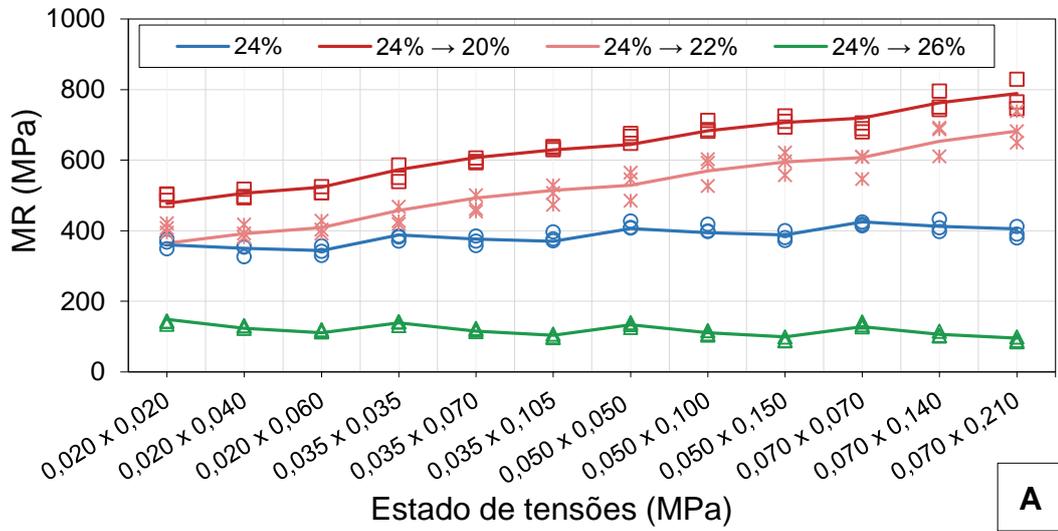
Nota: (A) e (B) referem-se às laterais do corpo de prova, (C) à porção central e (M) à média da camada.

Apêndice C<sub>6</sub> – Controle do gradiente de umidade das amostras compactadas acima da umidade ótima e submetidas às variações de umidade pós-compactação

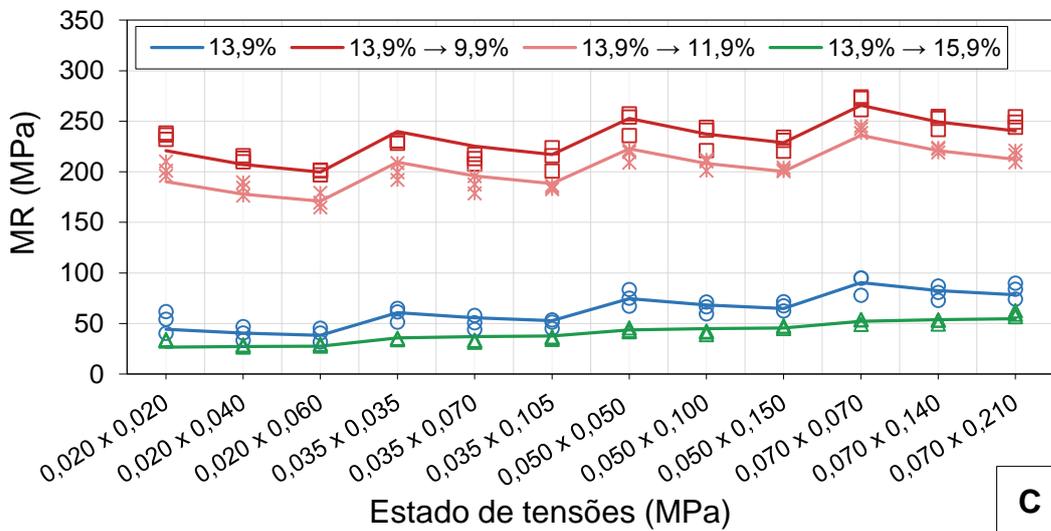
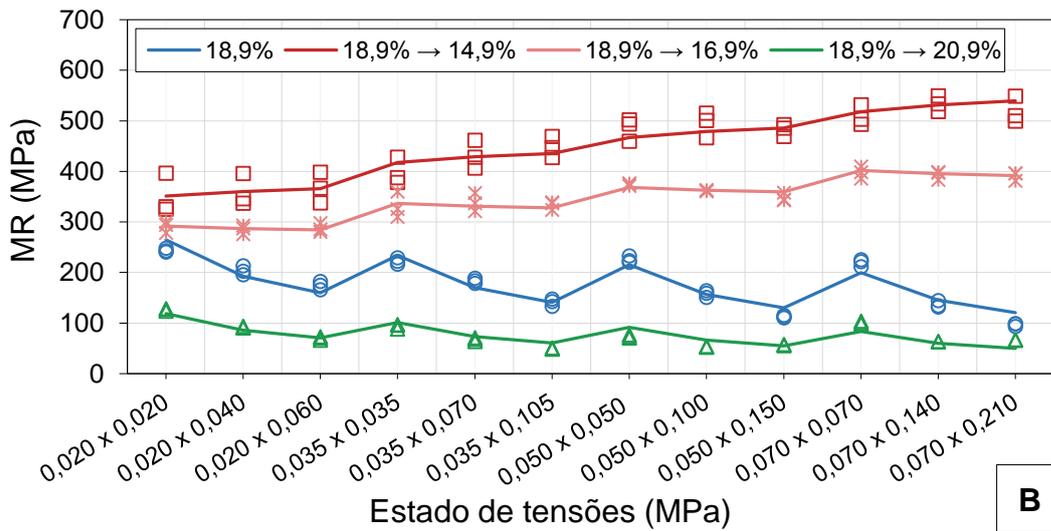
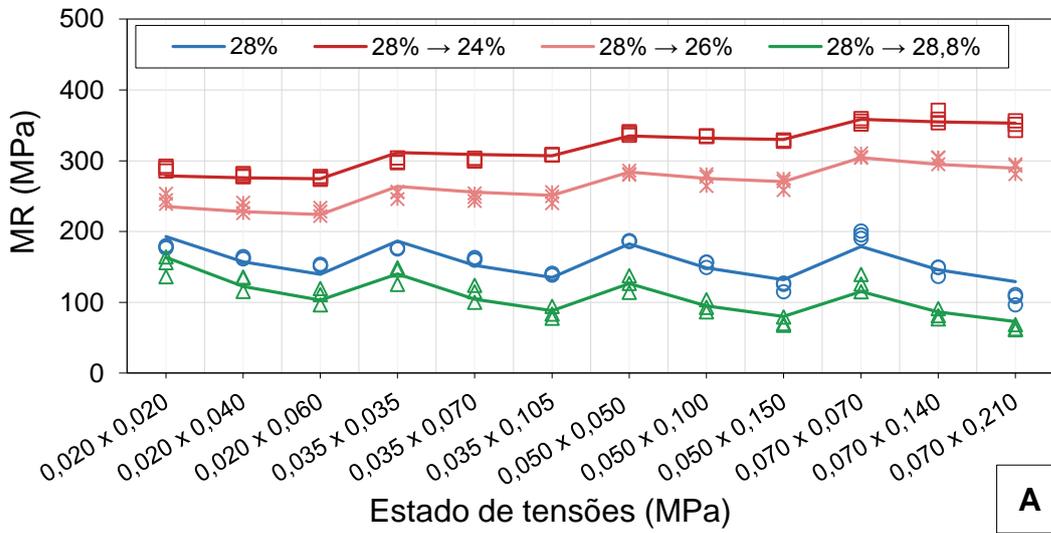


Nota: (A) e (B) referem-se às laterais do corpo de prova, (C) à porção central e (M) à média da camada.

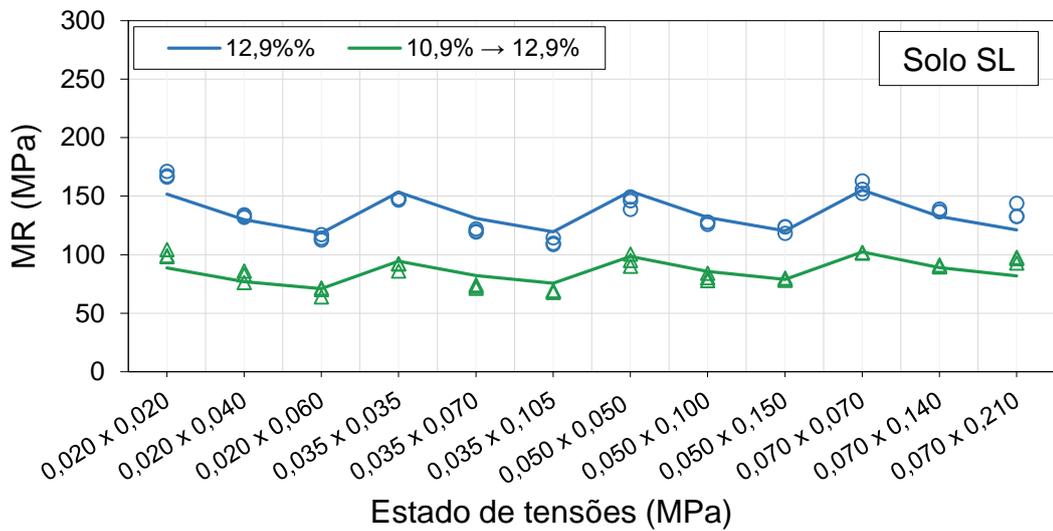
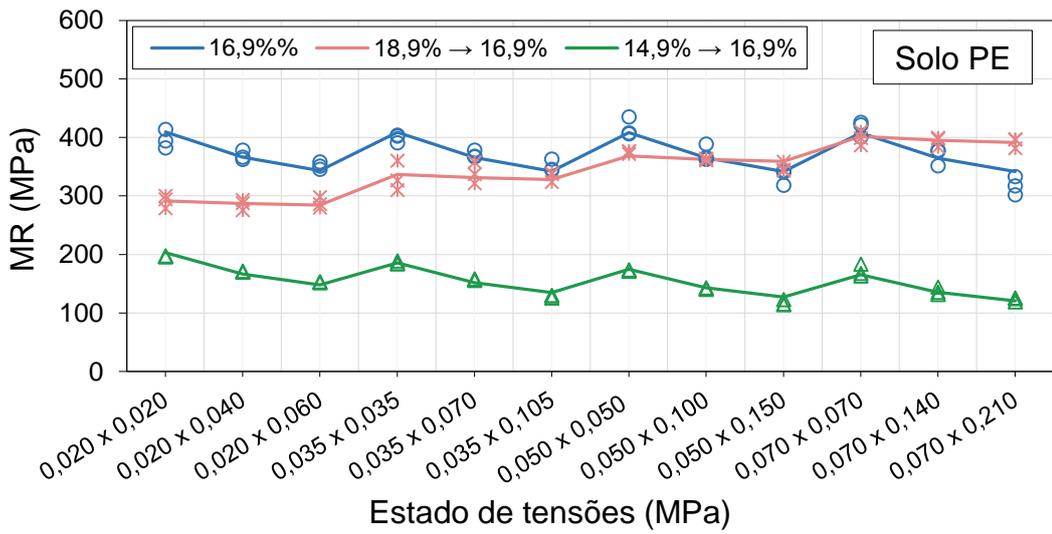
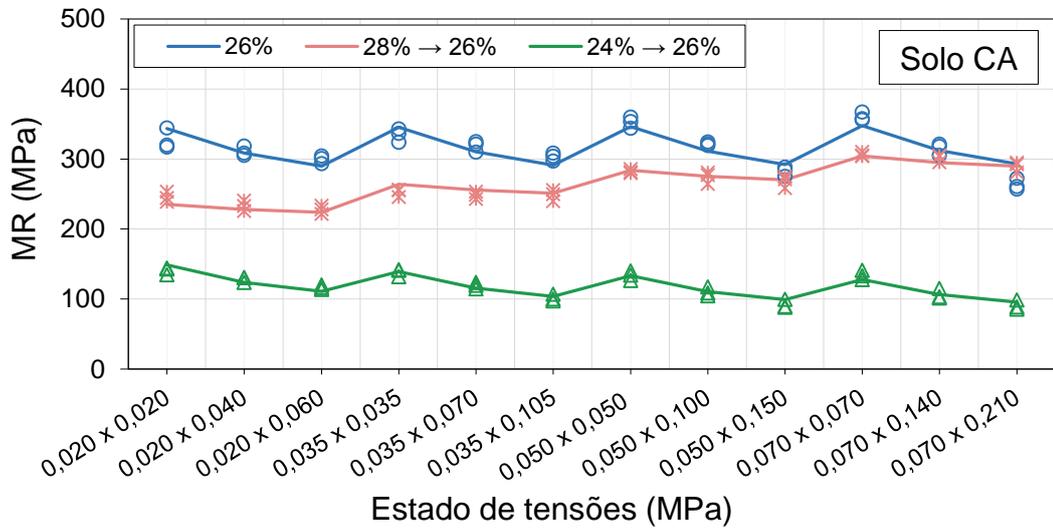
Apêndice C<sub>7</sub> – Influência da umidade pós-compactação no MR dos solos moldados abaixo da umidade ótima: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)



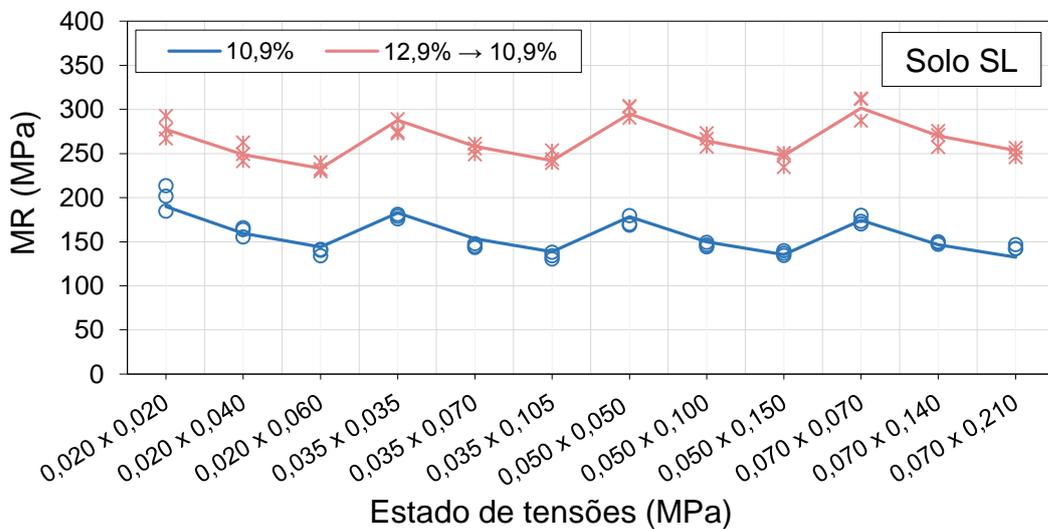
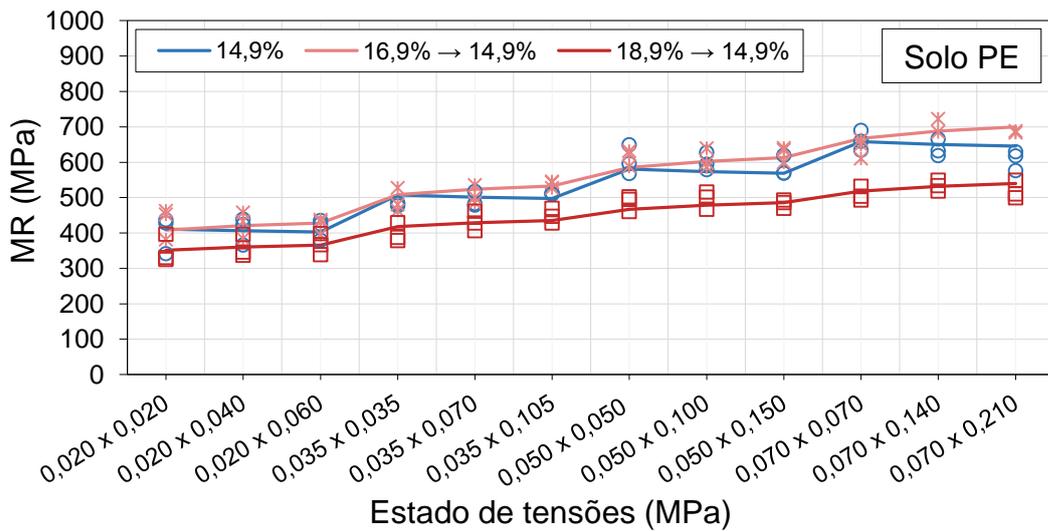
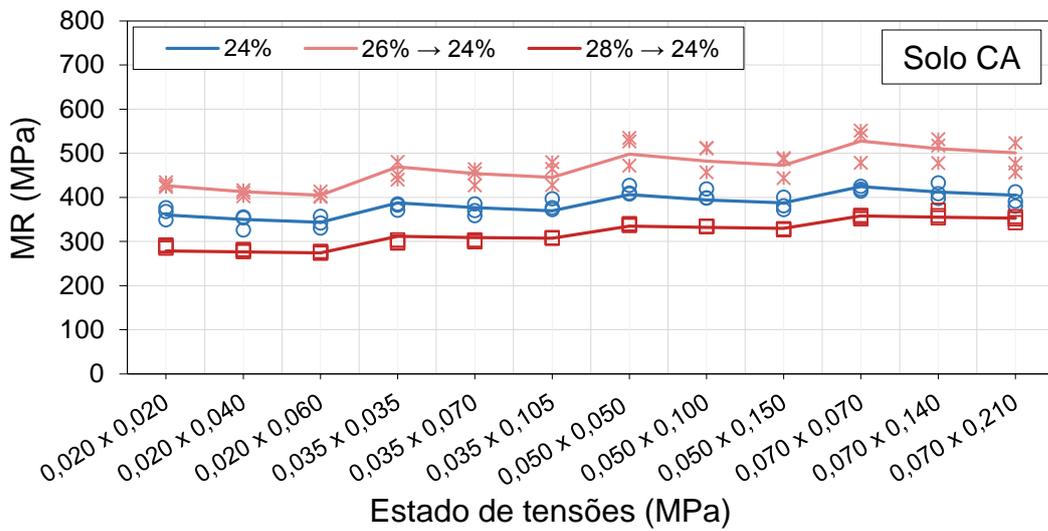
Apêndice C<sub>8</sub> – Influência da umidade pós-compactação no MR dos solos moldados acima da umidade ótima: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)



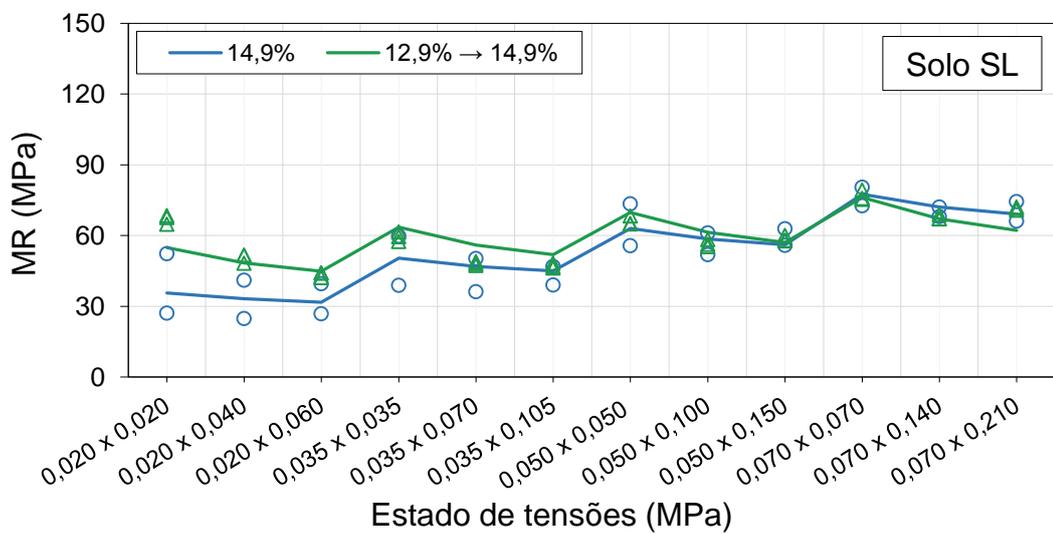
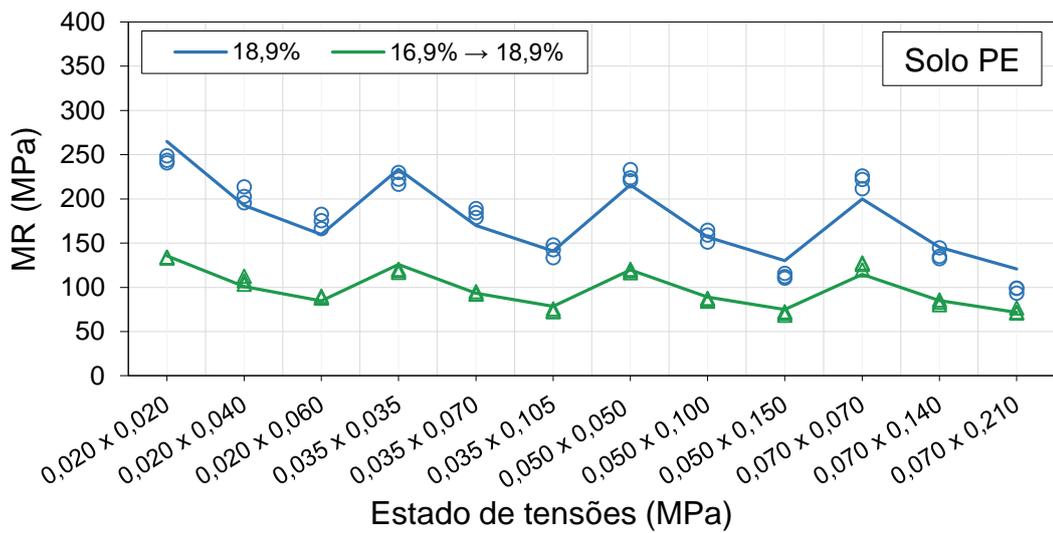
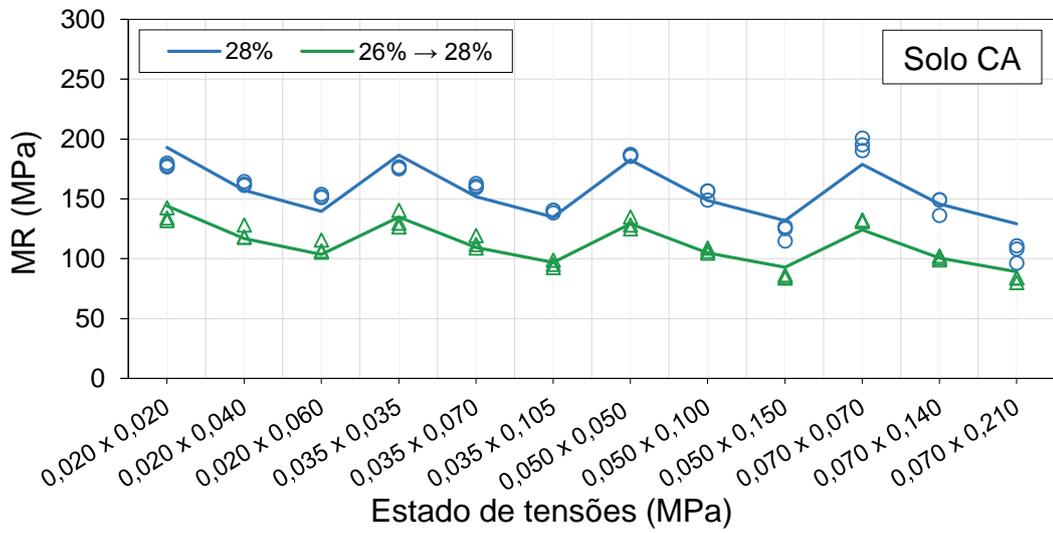
Apêndice C<sub>9</sub> – Variação do módulo resiliência com o estado de tensões para as amostras ensaiadas no teor de umidade ótimo



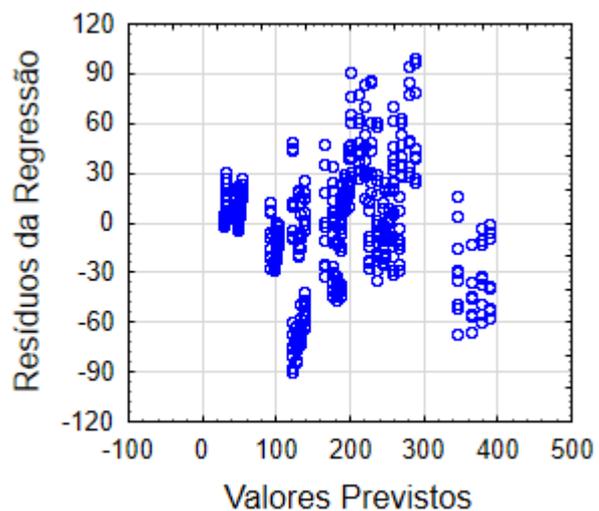
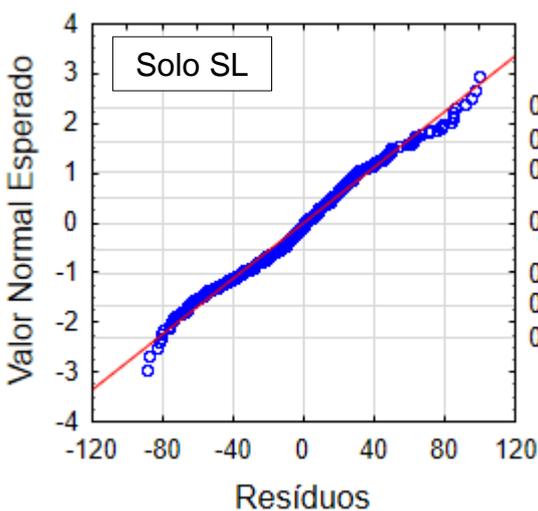
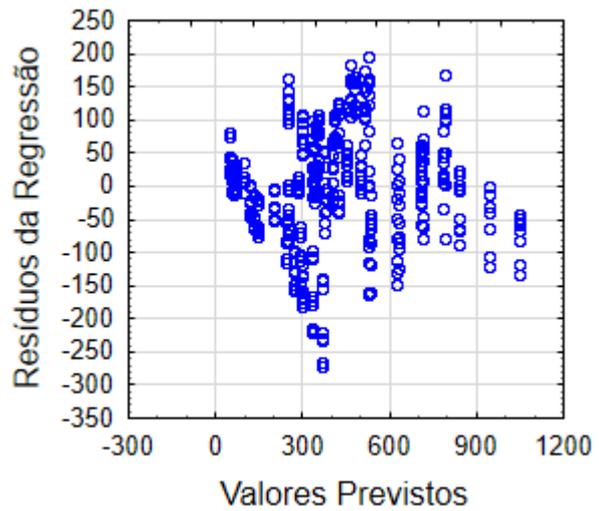
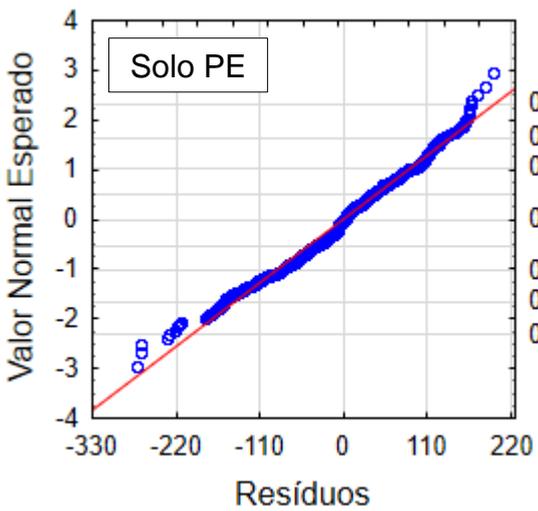
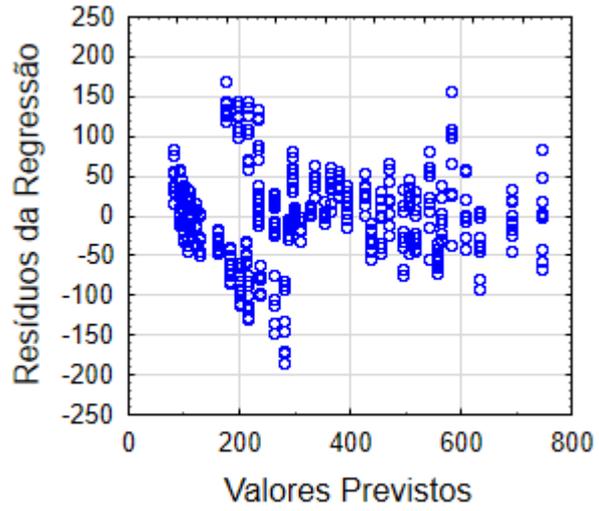
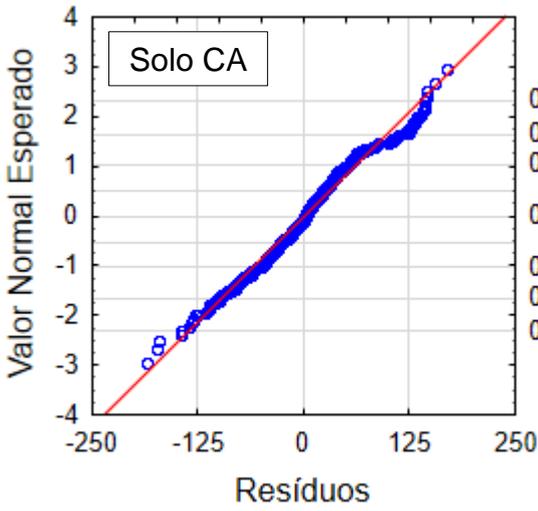
Apêndice C<sub>10</sub> – Variação do módulo resiliência com o estado de tensões para as amostras ensaiadas abaixo da umidade ótima



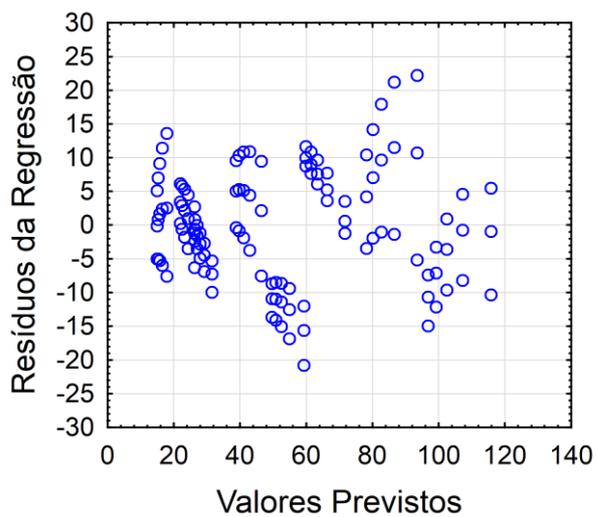
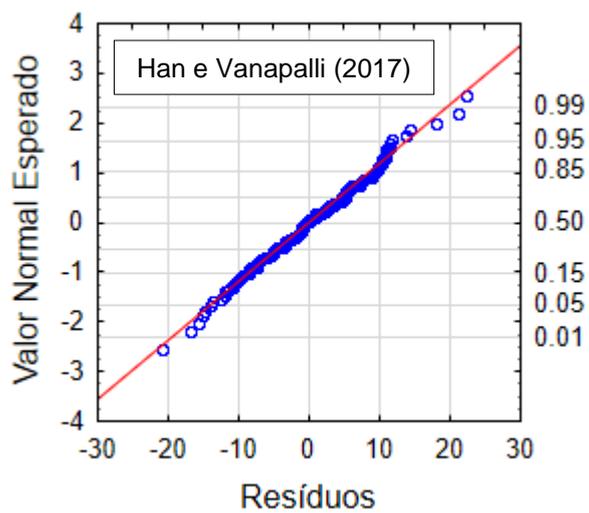
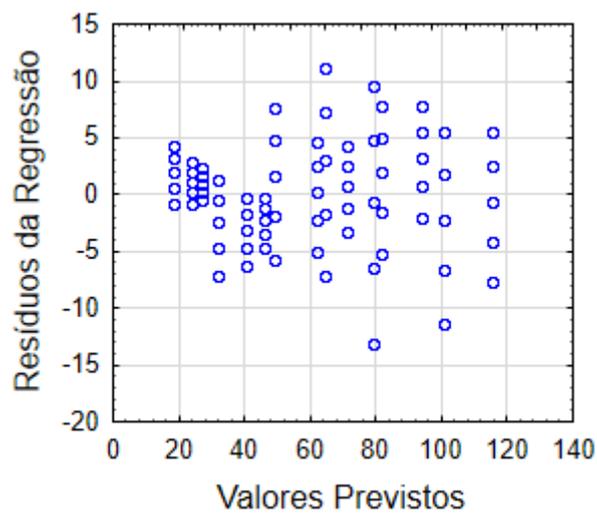
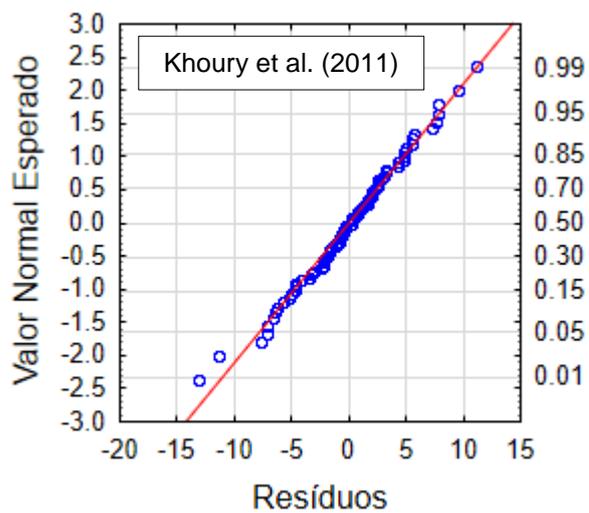
Apêndice C<sub>11</sub> – Variação do módulo resiliência com o estado de tensões para as amostras ensaiadas acima da umidade ótima



Apêndice C<sub>12</sub> – Análise dos resíduos da regressão do modelo proposto para os três solos dessa pesquisa



Apêndice C<sub>13</sub> – Análise dos resíduos da regressão do modelo proposto para os dois solos adotados para sua validação



## APÊNDICE D – DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Apêndice D<sub>1</sub> – Índices físicos dos corpos de prova utilizados na determinação das características de deformação permanente dos três solos em estudo (continua)

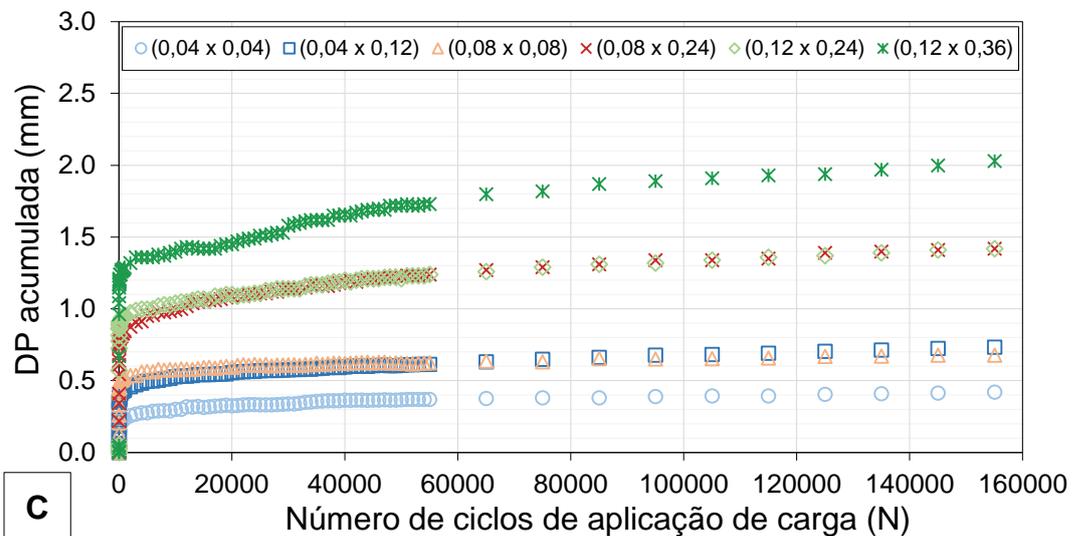
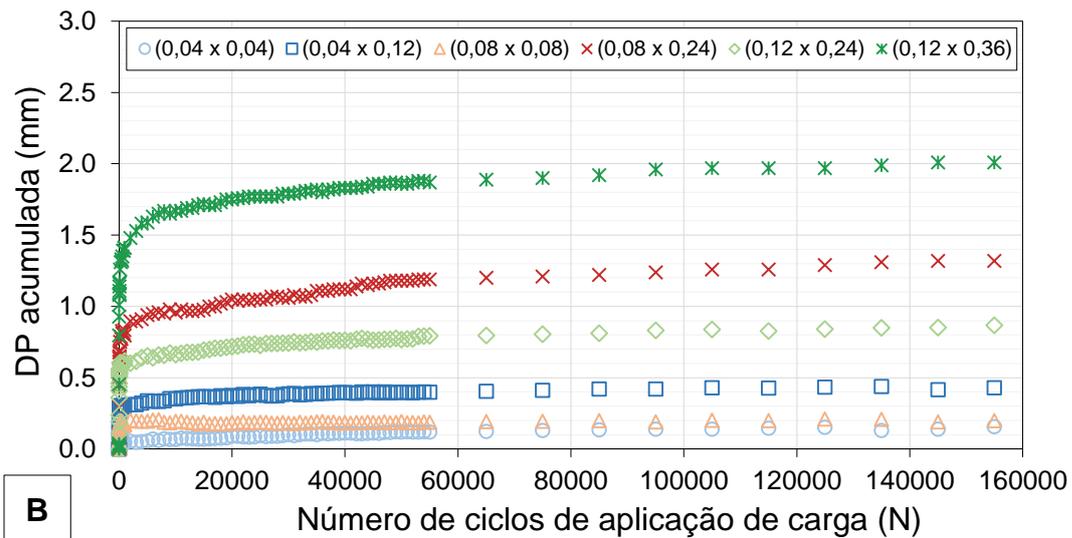
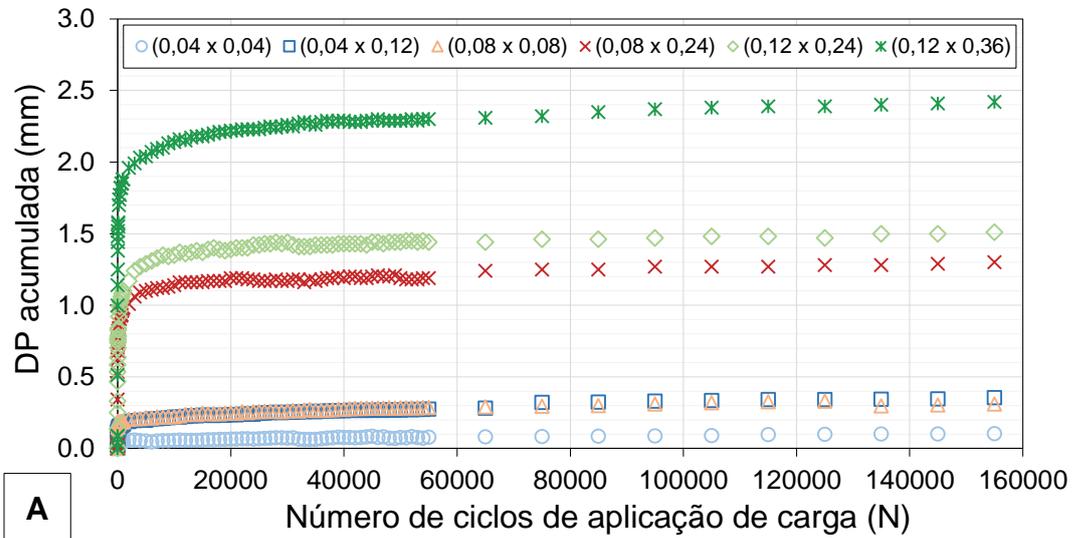
Solo	Estado de tensões (MPa)		W <sub>compact.</sub> (%)	GC (%)	Sr <sub>c</sub> (%)	W <sub>ensaio</sub> (%)	Sr <sub>e</sub> (%)	ΔW (%)	ΔS (%)	W <sub>após ensaio</sub> (%)	
	σ <sub>3</sub>	σ <sub>d</sub>									
Solo CA	W <sub>ótima</sub>	0,040	0,040	26,0	100,2	92,04	26,0	92,04	-	-	25,9
		0,040	0,120	26,0	100,8	93,05	26,0	93,05	-	-	25,8
		0,080	0,080	26,0	100,8	93,26	26,0	93,26	-	-	25,9
		0,080	0,240	26,1	100,8	93,51	26,1	93,51	-	-	25,9
		0,120	0,240	26,2	100,0	92,36	26,2	92,36	-	-	26,1
		0,120	0,360	25,7	100,9	92,42	25,7	92,42	-	-	25,6
	W <sub>ótima+2%</sub>	0,040	0,040	27,8	99,1	95,97	27,8	95,97	-	-	27,6
		0,040	0,120	27,8	99,0	95,94	27,8	95,94	-	-	27,6
		0,080	0,080	27,9	99,1	96,49	27,9	96,49	-	-	27,7
		0,080	0,240	27,8	99,1	95,97	27,8	95,97	-	-	27,7
		0,120	0,240	28,0	99,0	96,43	28,0	96,43	-	-	27,8
		0,120	0,360	27,8	99,1	95,99	27,8	95,99	-	-	27,7
	W <sub>ótima +2%</sub>	0,040	0,040	25,7	101,0	92,55	27,7	97,47	+2,0	+4,92	27,5
		0,040	0,120	25,8	100,4	91,84	27,7	96,38	+1,9	+4,54	27,4
		0,080	0,080	25,7	101,0	92,69	27,6	97,29	+1,9	+4,60	27,2
		0,080	0,240	26,0	100,7	93,01	28,2	97,55	+2,2	+4,54	27,8
		0,120	0,240	26,0	100,6	92,86	28,1	97,03	+2,1	+4,16	27,6
		0,120	0,360	25,8	100,0	90,93	28,0	95,28	+2,2	+4,35	27,4
	W <sub>ótima+2% +0,8%</sub>	0,040	0,040	28,0	99,0	96,47	28,8	100 *	+0,8	+3,53	28,4
		0,040	0,120	28,0	99,0	96,47	28,8	100 *	+0,8	+3,53	28,5
		0,080	0,080	27,9	99,0	96,28	28,9	100 *	+1,0	+3,72	28,5
		0,080	0,240	27,7	99,1	95,65	28,7	100 *	+1,0	+4,35	28,1
		0,120	0,240	27,9	99,2	96,55	28,7	100 *	+0,8	+3,45	28,2
		0,120	0,360	28,0	99,0	96,59	28,8	100 *	+0,8	+3,41	28,7
Solo PE	W <sub>ótima</sub>	0,040	0,040	16,9	99,6	89,90	16,9	89,90	-	-	16,9
		0,040	0,120	16,8	100,2	90,99	16,8	90,99	-	-	16,6
		0,080	0,080	16,8	99,9	90,13	16,8	90,13	-	-	16,6
		0,080	0,240	17,1	99,1	89,68	17,1	89,68	-	-	17,1
		0,120	0,240	16,7	99,9	89,64	16,7	89,64	-	-	16,6
		0,120	0,360	16,8	100,1	90,85	16,8	90,85	-	-	16,7
	W <sub>ótima+2%</sub>	0,040	0,040	18,9	98,1	96,22	18,9	96,22	-	-	18,7
		0,040	0,120	18,9	98,0	96,00	18,9	96,00	-	-	18,4
		0,080	0,080	18,8	98,2	95,89	18,8	95,89	-	-	18,4
		0,080	0,240	19,0	98,1	96,81	19,0	96,81	-	-	18,9
		0,120	0,240	18,9	98,2	96,90	18,9	96,90	-	-	18,8
		0,120	0,360	18,9	98,0	95,92	18,9	95,92	-	-	18,7

Apêndice D<sub>1</sub> – Índices físicos dos corpos de prova utilizados na determinação das características de deformação permanente dos três solos em estudo (conclusão)

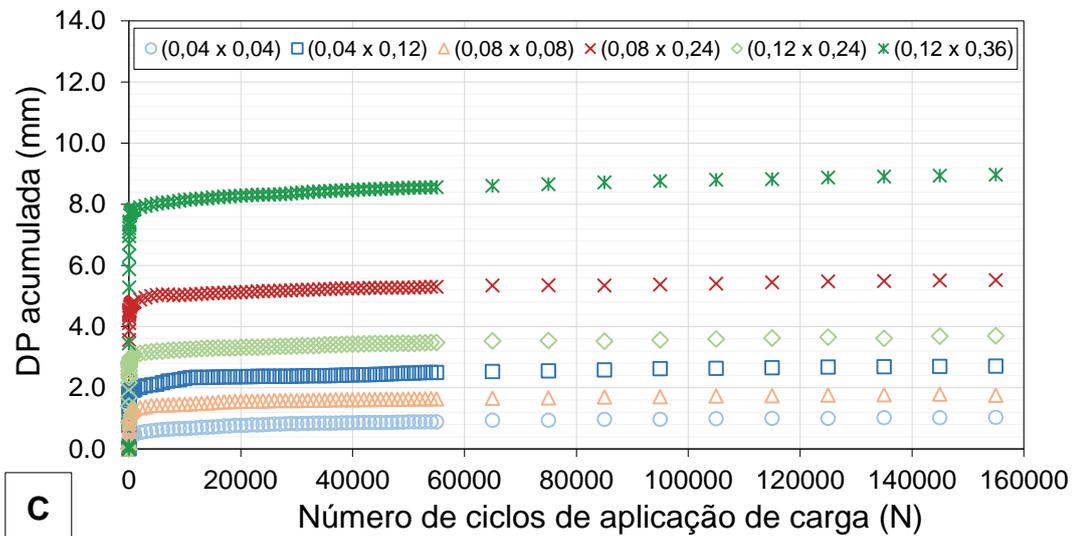
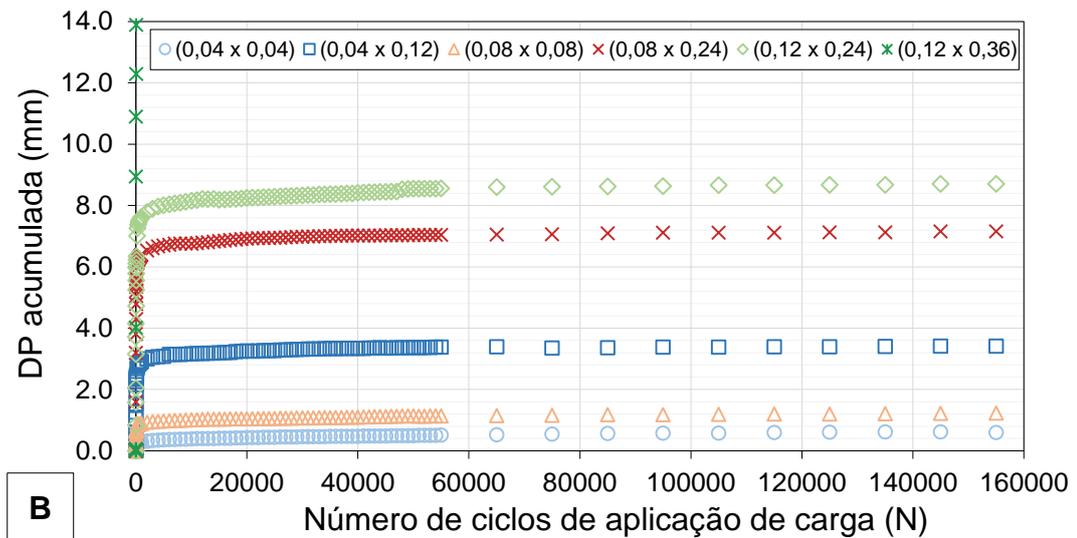
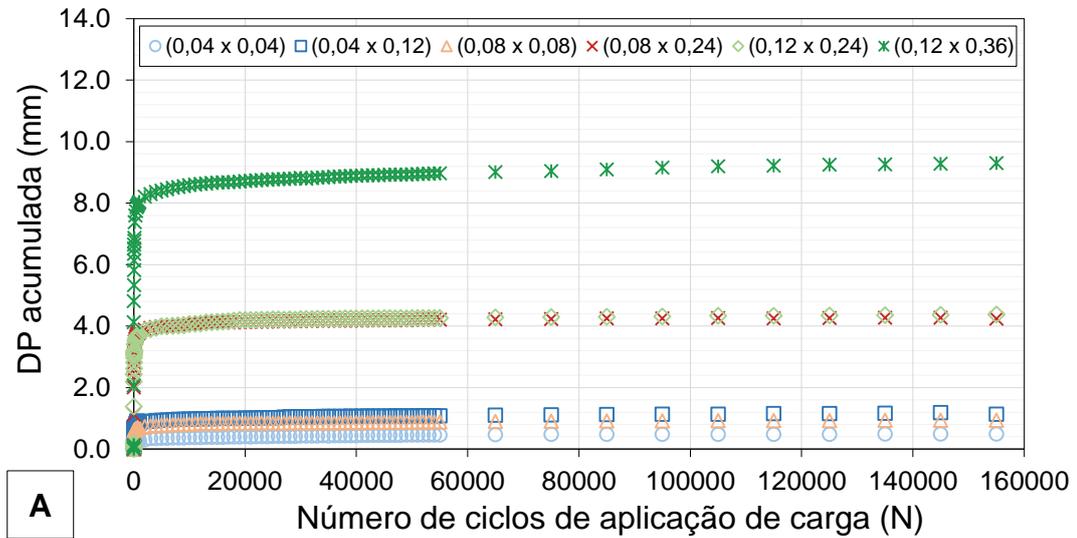
Solo	Estado de tensões (MPa)		W <sub>compact.</sub> (%)	GC (%)	Sr <sub>c</sub> (%)	W <sub>ensaio</sub> (%)	Sr <sub>e</sub> (%)	Δw (%)	ΔS (%)	W <sub>após ensaio</sub> (%)	
	σ <sub>3</sub>	σ <sub>d</sub>									
Solo PE	W <sub>ótima</sub> +2%	0,040	0,040	17,0	100,5	92,96	19,0	100 *	+2,0	+7,69	18,9
		0,040	0,120	17,2	100,1	92,87	19,2	100 *	+2,0	+7,78	19,1
		0,080	0,080	17,0	99,9	91,25	19,2	99,29	+2,2	+8,03	19,0
		0,080	0,240	17,1	100,1	92,39	19,2	99,88	+2,1	+7,49	18,9
		0,120	0,240	17,0	99,8	91,08	19,0	99,15	+2,0	+8,06	18,7
		0,120	0,360	16,8	100,5	92,01	19,0	100 *	+2,2	+8,25	18,9
	W <sub>ótima+2%</sub>	0,040	0,040	18,8	98,1	95,73	20,7	100 *	+1,9	+4,27	20,2
		0,040	0,120	18,7	98,1	95,28	20,9	100 *	+2,2	+4,72	20,3
		0,080	0,080	18,7	98,1	95,20	20,9	100 *	+2,2	+4,80	20,0
		0,080	0,240	18,9	98,0	95,82	21,1	100 *	+2,2	+4,18	20,9
		0,120	0,240	18,8	98,0	95,30	21,0	100 *	+2,2	+4,70	20,8
		0,120	0,360	18,9	98,0	95,92	21,1	100 *	+2,2	+4,08	20,9
Solo SL	W <sub>ótima</sub>	0,040	0,040	13,1	100,8	93,11	13,1	93,11	-	-	13,0
		0,040	0,120	12,8	101,0	91,90	12,8	91,90	-	-	12,8
		0,080	0,080	12,8	99,7	87,49	12,8	87,49	-	-	12,7
		0,080	0,240	12,8	99,5	86,93	12,8	86,93	-	-	12,8
		0,120	0,240	12,8	99,8	87,70	12,8	87,70	-	-	12,7
		0,120	0,360	12,7	99,6	86,35	12,7	86,35	-	-	12,6
	W <sub>ótima+1%</sub>	0,040	0,040	13,8	99,7	94,23	13,8	94,23	-	-	13,5
		0,040	0,120	13,7	99,9	94,27	13,7	94,27	-	-	13,4
		0,080	0,080	13,9	99,6	94,51	13,9	94,51	-	-	13,7
		0,080	0,240	13,9	99,8	95,23	13,9	95,23	-	-	13,5
		0,120	0,240	13,7	99,6	93,24	13,7	93,24	-	-	13,5
		0,120	0,360	13,9	99,7	94,83	13,9	94,83	-	-	13,4
	W <sub>ótima</sub> +2%	0,040	0,040	12,9	100,4	90,25	14,8	100 *	+1,9	+9,75	14,5
		0,040	0,120	12,8	100,1	88,87	14,9	99,60	+2,1	+10,73	14,5
		0,080	0,080	12,7	100,2	88,07	14,8	96,71	+2,1	+8,64	14,3
		0,080	0,240	13,0	100,3	90,66	14,9	99,37	+1,9	+8,71	14,4
		0,120	0,240	12,8	100,4	89,66	14,9	100 *	+2,1	+10,91	13,8
		0,120	0,360	13,0	100,0	89,87	15,1	98,18	+2,1	+8,31	13,9
W <sub>ótima+1%</sub> +2%	0,040	0,040	13,8	99,7	94,44	15,9	100 *	+2,1	+5,56	14,8	
	0,040	0,120	13,9	99,5	94,40	16,1	100 *	+2,2	+5,60	15,2	
	0,080	0,080	13,8	99,7	94,23	16,0	100 *	+2,2	+5,77	14,7	
	0,080	0,240	13,9	99,7	94,83	16,0	100 *	+2,1	+5,17	14,6	
	0,120	0,240	13,8	99,7	94,44	15,7	100 *	+1,9	+5,56	14,0	
	0,120	0,360	13,8	100,0	95,47	16,0	100 *	+2,2	+4,53	14,1	

Notas: W<sub>compact.</sub> – umidade de compactação; GC – grau de compactação; Sr<sub>c</sub> – grau de saturação para a umidade de compactação; W<sub>ensaio</sub> – umidade de ensaio; Sr<sub>e</sub> – grau de saturação para a umidade de ensaio (após trajetórias); Δw – variação de umidade pós-compactação (diferença entre W<sub>compactação</sub> e W<sub>ensaio</sub>); ΔS – variação do grau de saturação (diferença entre Sr<sub>c</sub> e Sr<sub>e</sub>); W<sub>após ensaio</sub>: umidade após ensaio; \* Saturação teórica.

Apêndice D<sub>2</sub> – Deformações permanentes totais obtidas para os solos compactados na umidade ótima: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)

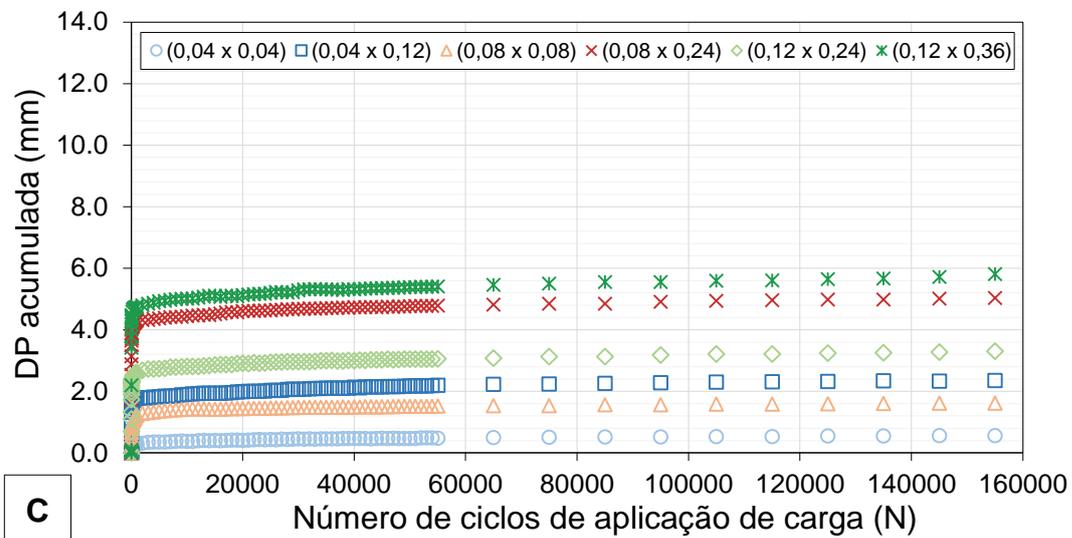
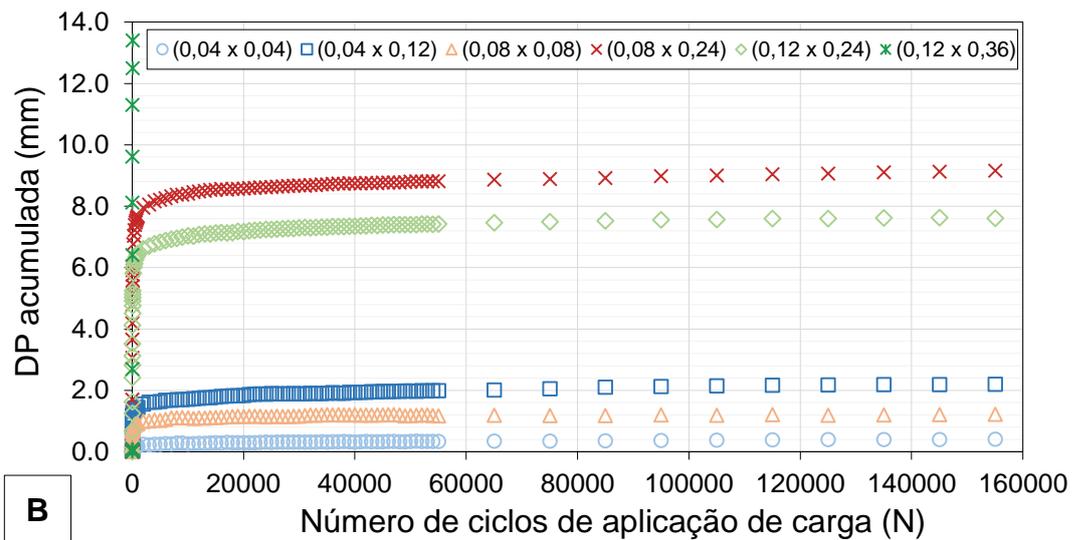
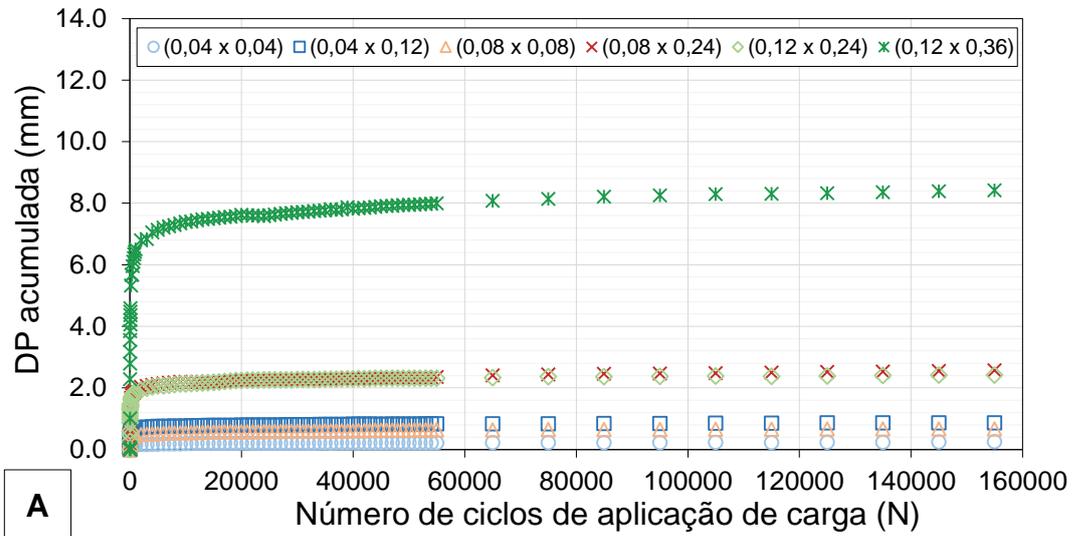


Apêndice D<sub>3</sub> – Deformações permanentes totais obtidas para os solos compactados acima da umidade ótima: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)



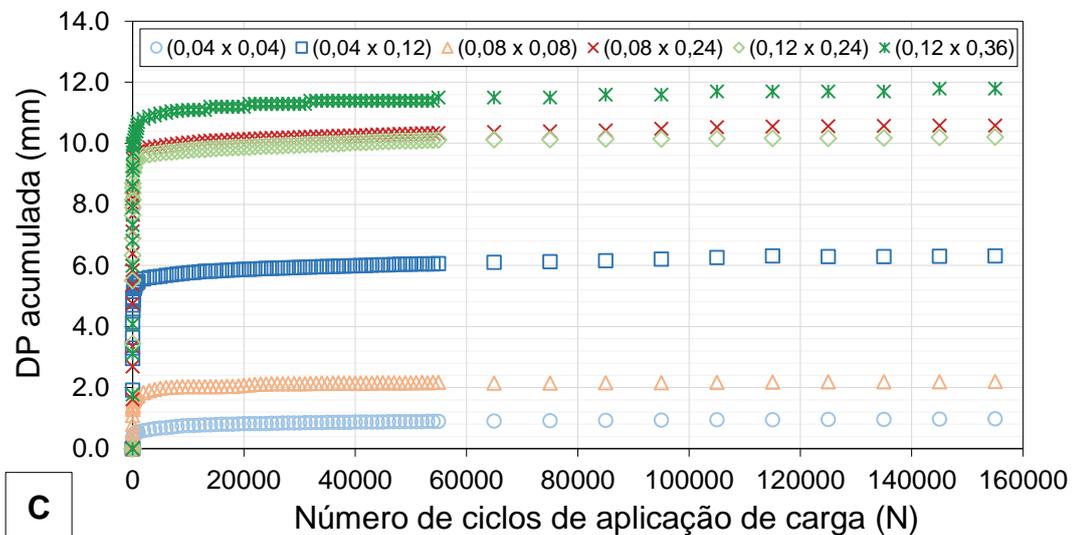
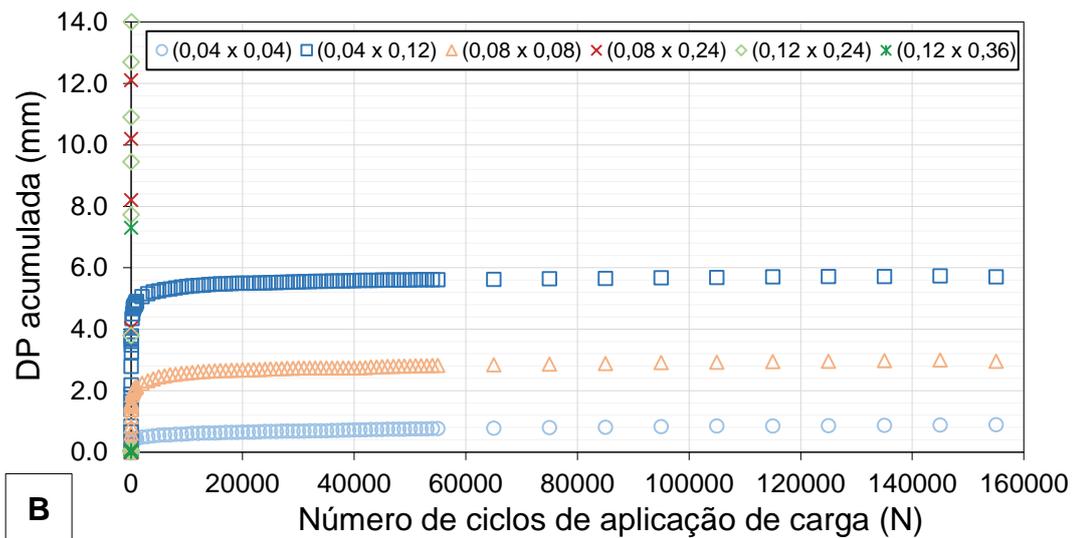
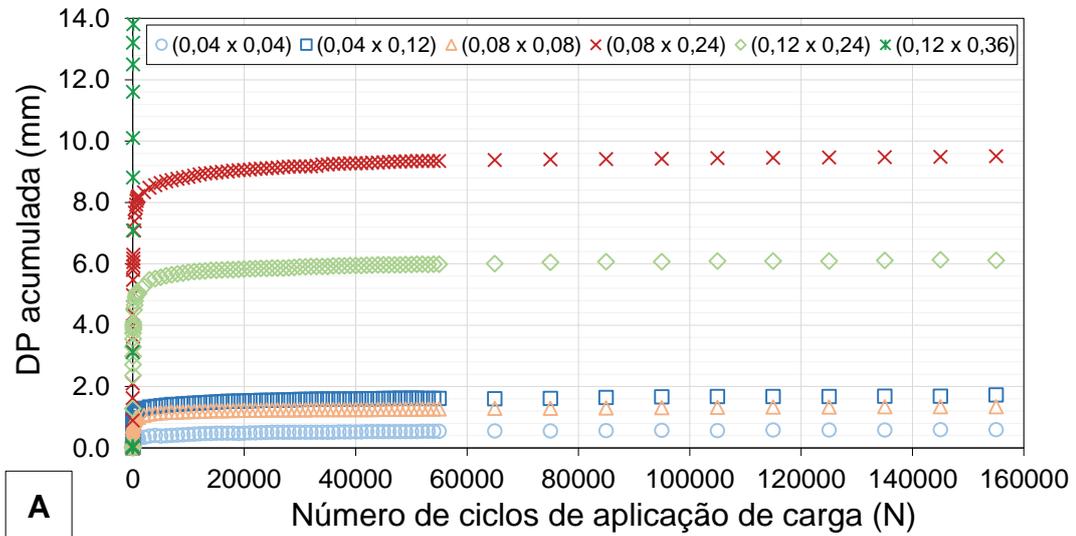
Nota: O eixo das ordenadas foi limitado em 14 mm para preservar a nitidez das demais curvas de DP.

Apêndice D<sub>4</sub> – Deformações permanentes totais obtidas para os solos compactados na umidade ótima e umedecidos: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)

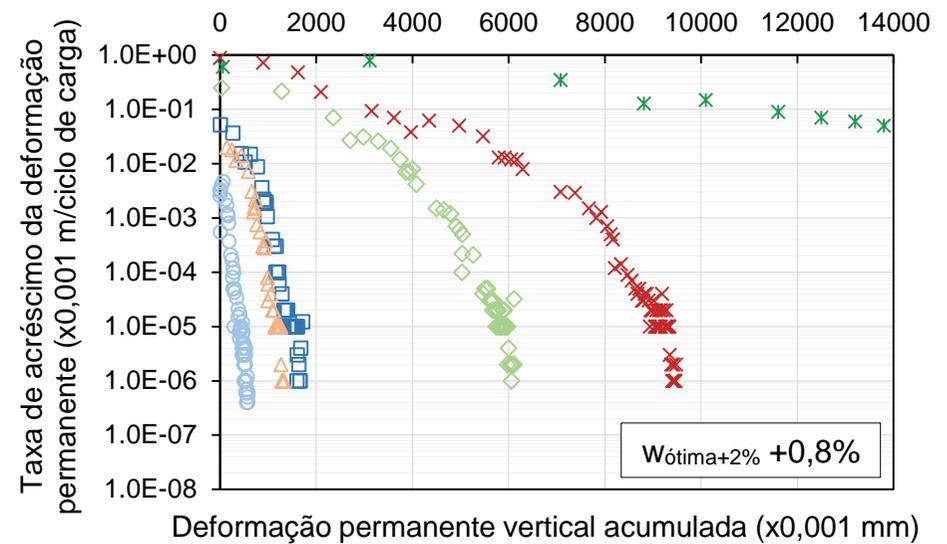
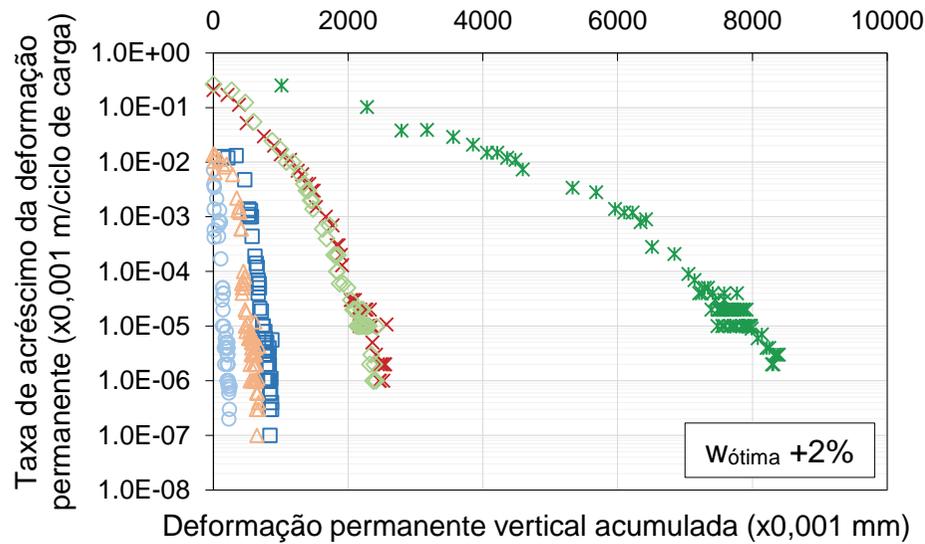
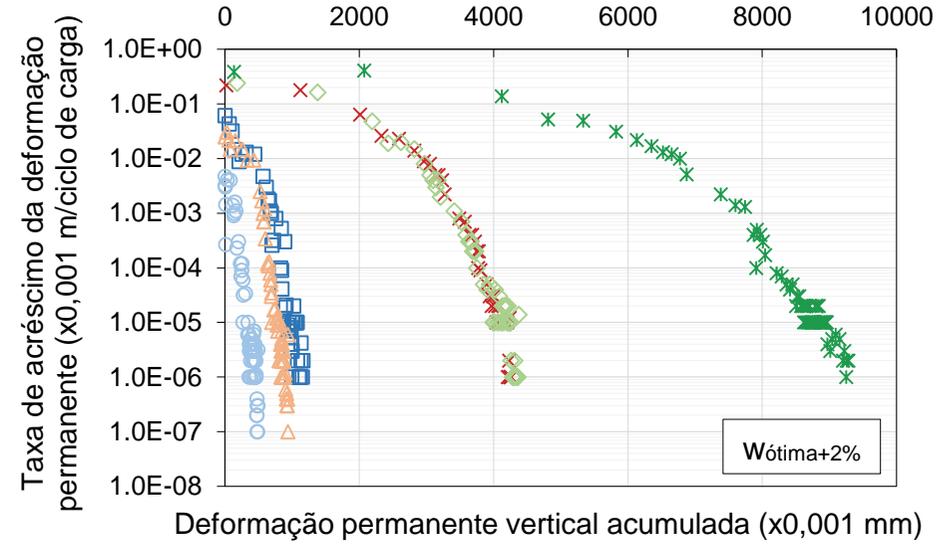
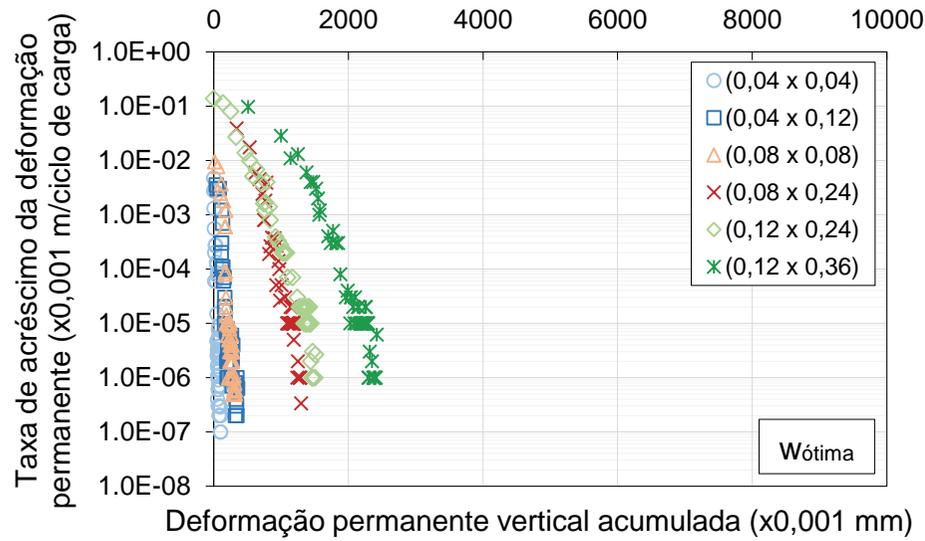


Nota: O eixo das ordenadas foi limitado em 14 mm para preservar a nitidez das demais curvas de DP.

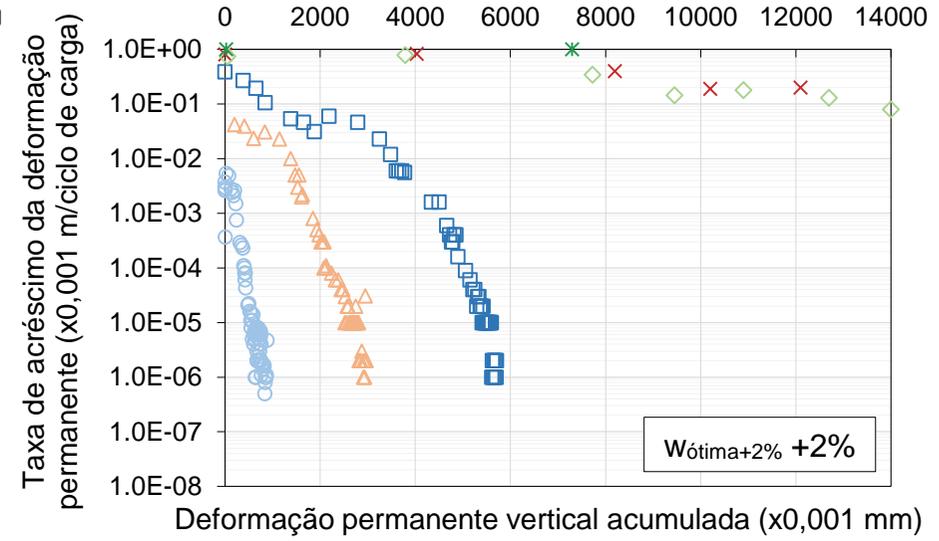
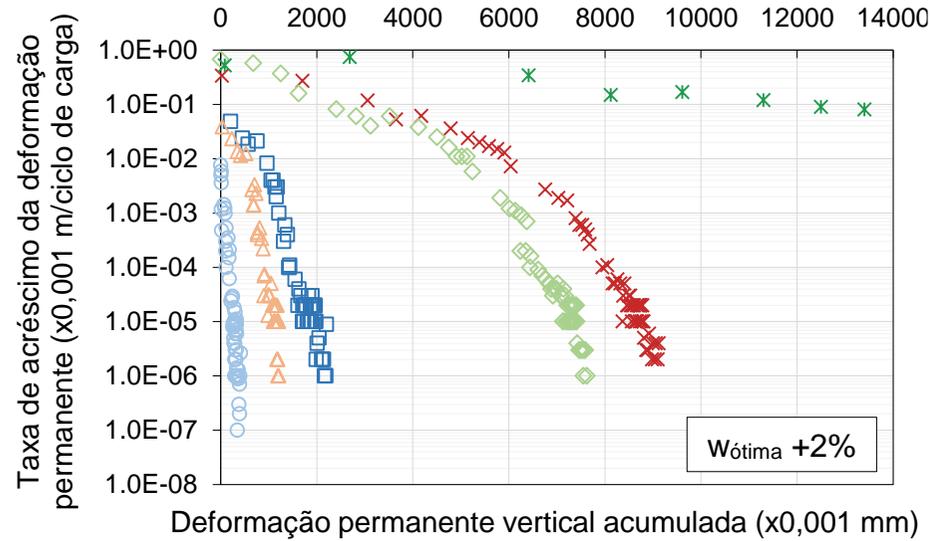
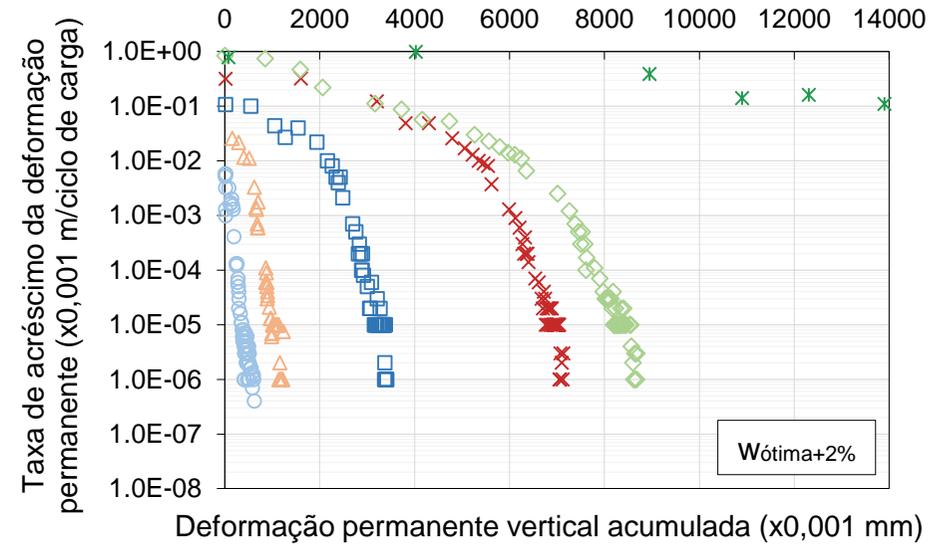
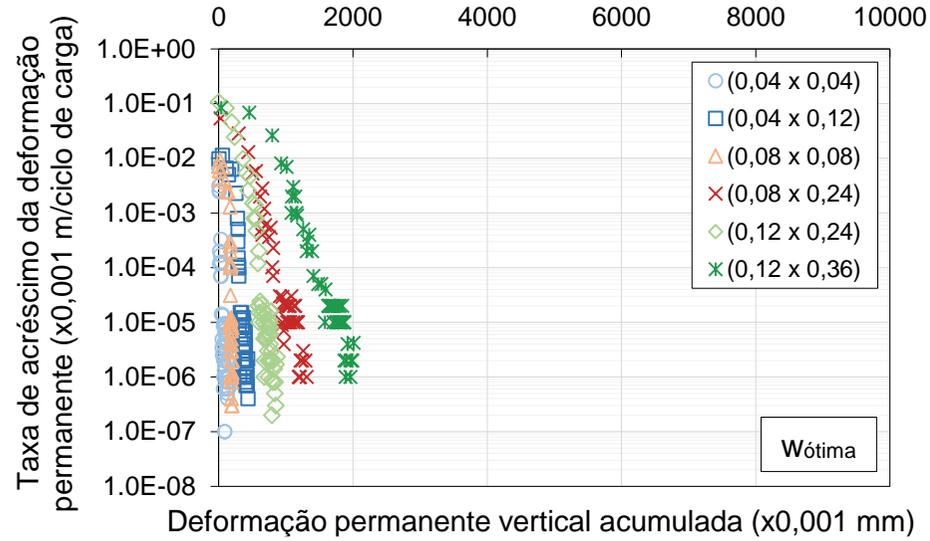
Apêndice D<sub>5</sub> – Deformações permanentes totais obtidas para os solos compactados acima da umidade ótima e umedecidos: solo CA (a); solo PE (b) e solo SL (c)

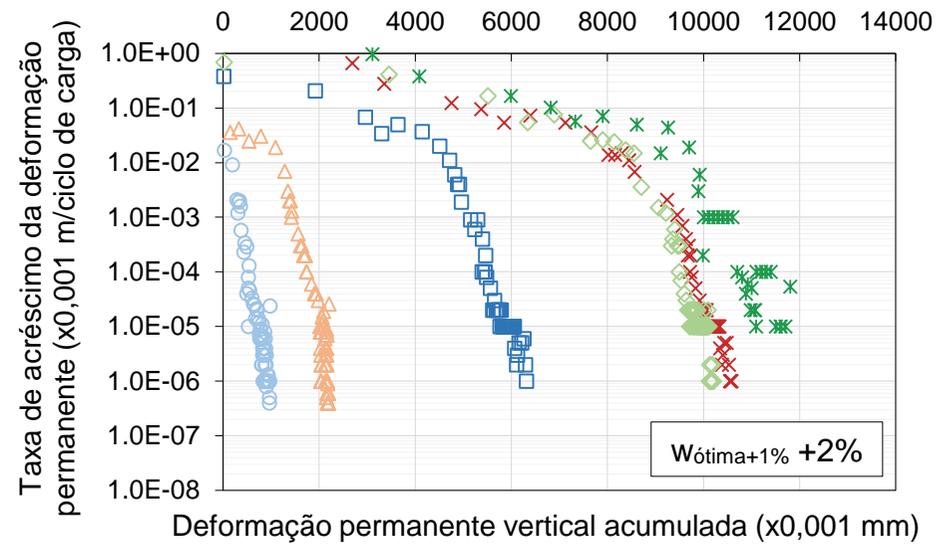
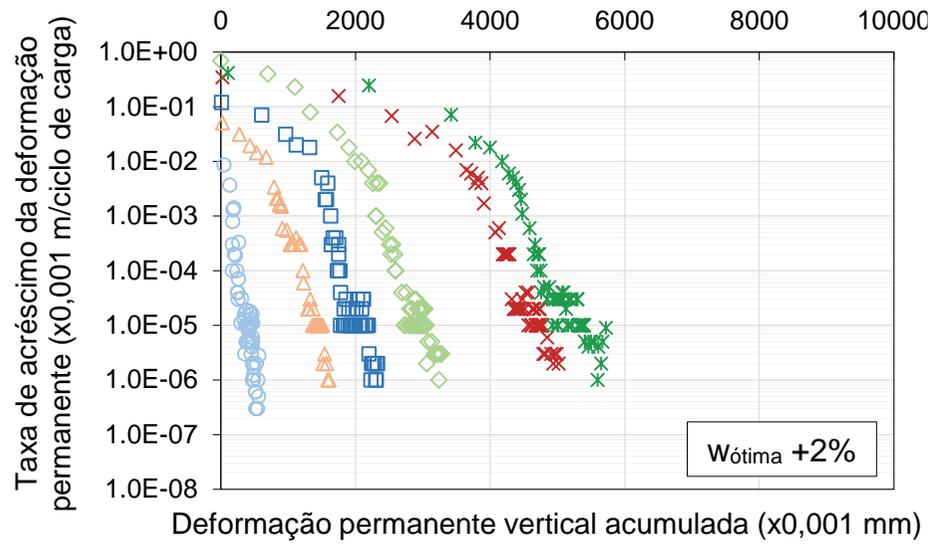
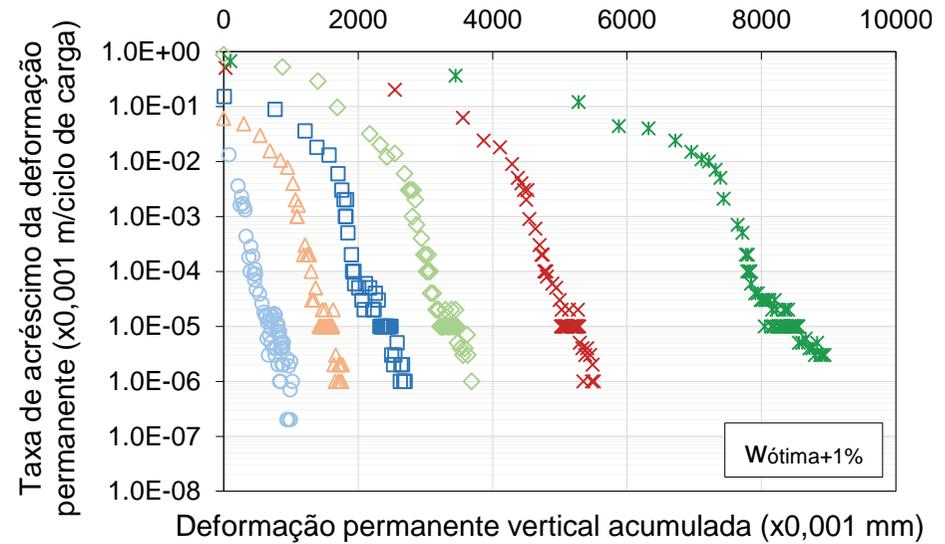
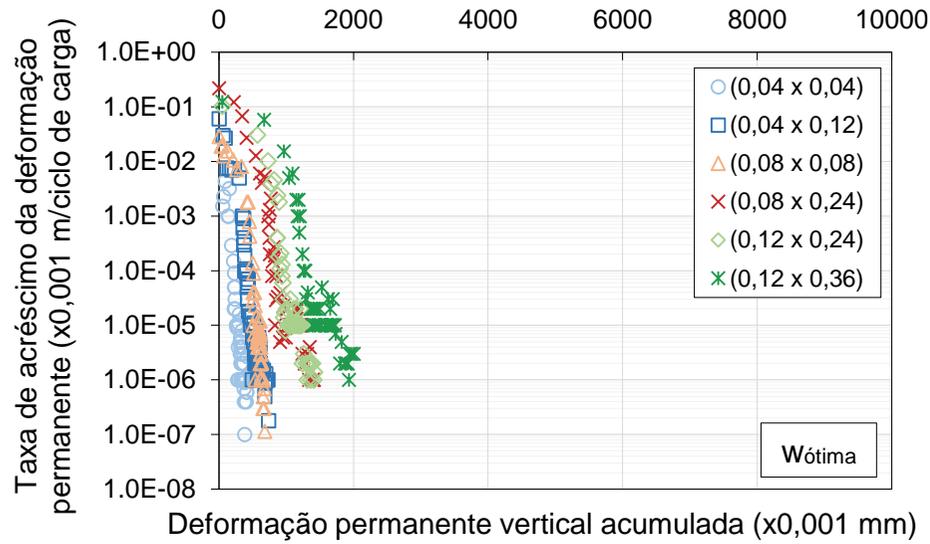


Nota: O eixo das ordenadas foi limitado em 14 mm para preservar a nitidez das demais curvas de DP.



Apêndice D7 – Pesquisa de ocorrência do *shakedown* para o solo PE ensaiado em diferentes condições de umidade





Apêndice D<sub>9</sub> – Parâmetros do modelo composto obtidos para o módulo de resiliência após o ensaio de deformação permanente (continua)

Solo	Ensaio	Estado de tensões (MPa)		Modelo Composto MR após DP				MR médio (MPa)		
		$\sigma_3$	$\sigma_d$	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	k <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>			
Solo CA	Wótima	(1)	0,040	0,040	351,96	0,186	-0,114	0,56	261	
		(3)	0,040	0,120	429,37	0,147	-0,081	0,49	331	
		(4)	0,080	0,080	547,46	0,199	<u>-0,007</u>	0,85	294	
		(6)	0,080	0,240	468,17	0,197	-0,099	0,65	322	
		(8)	0,120	0,240	439,96	0,194	-0,091	0,79	300	
		(9)	0,120	0,360	728,83	0,278	<u>-0,017</u>	0,84	313	
	Wótima+2%	(1)	0,040	0,040	146,82	<u>0,154</u>	-0,259	0,80	178	
		(3)	0,040	0,120	189,49	<u>0,106</u>	-0,160	0,50	206	
		(4)	0,080	0,080	203,53	<u>0,154</u>	-0,165	0,41	191	
		(6)	0,080	0,240	290,77	0,253	-0,159	0,54	196	
		(8)	0,120	0,240	258,56	0,192	-0,149	0,58	206	
		(9)	0,120	0,360	438,49	0,302	<u>-0,121</u>	0,49	229	
	Wótima +2%	(1)	0,040	0,040	104,84	0,169	-0,237	0,84	114	
		(3)	0,040	0,120	182,72	0,264	-0,187	0,65	128	
		(4)	0,080	0,080	149,55	<u>0,156</u>	-0,236	0,62	169	
		(6)	0,080	0,240	259,19	0,436	-0,334	0,65	154	
		(8)	0,120	0,240	158,04	0,201	-0,238	0,73	155	
		(9)	0,120	0,360	188,19	<u>0,214</u>	-0,227	0,54	172	
	Wótima+2% +0,8%	(1)	0,040	0,040	64,91	<u>0,176</u>	-0,386	0,84	104	
		(3)	0,040	0,120	<u>134,52</u>	<u>0,236</u>	-0,236	0,95	118	
		(4)	0,080	0,080	109,50	<u>0,160</u>	-0,286	0,45	140	
		(6)	0,080	0,240	176,62	0,296	-0,329	0,64	163	
		(8)	0,120	0,240	180,14	0,242	-0,265	0,63	167	
		(9)	0,120	0,360	-	-	-	-	-	
	Solo PE	Wótima	(1)	0,040	0,040	344,96	0,204	-0,183	0,72	291
			(3)	0,040	0,120	629,63	0,206	<u>-0,029</u>	0,70	351
			(4)	0,080	0,080	659,06	0,239	<u>-0,069</u>	0,70	367
(6)			0,080	0,240	273,35	0,175	-0,178	0,60	249	
(8)			0,120	0,240	586,99	0,233	<u>-0,041</u>	0,74	310	
(9)			0,120	0,360	467,65	0,219	<u>-0,116</u>	0,42	314	
Wótima+2%		(1)	0,040	0,040	81,60	0,193	-0,440	0,90	143	
		(3)	0,040	0,120	161,11	0,229	-0,302	0,89	172	
		(4)	0,080	0,080	220,09	<u>0,206</u>	-0,239	0,53	213	
		(6)	0,080	0,240	213,17	0,287	-0,317	0,77	196	
		(8)	0,120	0,240	129,83	0,235	-0,405	0,88	180	
		(9)	0,120	0,360	-	-	-	-	-	

Apêndice D<sub>9</sub> – Parâmetros do modelo composto obtidos para o módulo de resiliência após o ensaio de deformação permanente (conclusão)

Solo	Ensaio	Estado de tensões (MPa)		Modelo Composto MR após DP				MR médio (MPa)		
		$\sigma_3$	$\sigma_d$	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	k <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>			
Solo PE	W <sub>ótima</sub> +2%	(1)	0,040	0,040	72,97	0,248	-0,362	0,92	86	
		(3)	0,040	0,120	72,50	0,270	-0,346	0,82	76	
		(4)	0,080	0,080	97,39	0,182	-0,297	0,83	119	
		(6)	0,080	0,240	66,18	0,288	-0,524	0,95	107	
		(8)	0,120	0,240	85,73	0,298	-0,494	0,92	124	
		(9)	0,120	0,360	-	-	-	-	-	
	W <sub>ótima</sub> +2% +2%	(1)	0,040	0,040	59,29	0,246	-0,419	0,88	83	
		(3)	0,040	0,120	71,16	0,285	-0,433	0,95	91	
		(4)	0,080	0,080	101,79	<u>0,177</u>	-0,269	0,64	118	
		(6)	0,080	0,240	-	-	-	-	-	
		(8)	0,120	0,240	-	-	-	-	-	
		(9)	0,120	0,360	-	-	-	-	-	
	Solo SL	W <sub>ótima</sub>	(1)	0,040	0,040	206,85	0,277	<u>-0,131</u>	0,55	120
			(3)	0,040	0,120	288,19	0,364	<u>-0,056</u>	0,45	104
(4)			0,080	0,080	183,88	0,240	<u>-0,111</u>	0,50	114	
(6)			0,080	0,240	73,86	<u>0,136</u>	<u>-0,225</u>	0,37	87	
(8)			0,120	0,240	85,30	<u>0,158</u>	-0,277	0,80	107	
(9)			0,120	0,360	82,55	0,178	-0,263	0,74	93	
W <sub>ótima</sub> +1%		(1)	0,040	0,040	316,86	0,543	-0,068	0,97	67	
		(3)	0,040	0,120	715,39	0,699	<u>0,088</u>	0,84	63	
		(4)	0,080	0,080	331,69	0,423	<u>0,048</u>	0,80	76	
		(6)	0,080	0,240	145,41	0,367	<u>-0,156</u>	0,55	67	
		(8)	0,120	0,240	137,76	0,279	<u>-0,103</u>	0,41	74	
		(9)	0,120	0,360	77,93	<u>0,221</u>	-0,272	0,57	79	
W <sub>ótima</sub> +2%		(1)	0,040	0,040	208,12	0,481	<u>-0,085</u>	0,78	56	
		(3)	0,040	0,120	384,89	0,563	<u>0,090</u>	0,76	51	
		(4)	0,080	0,080	274,72	0,372	<u>0,126</u>	0,87	61	
		(6)	0,080	0,240	100,78	<u>0,344</u>	<u>-0,180</u>	0,37	54	
		(8)	0,120	0,240	99,42	<u>0,241</u>	<u>-0,168</u>	0,31	71	
		(9)	0,120	0,360	86,24	0,299	-0,273	0,61	68	
W <sub>ótima</sub> +1% +2%		(1)	0,040	0,040	176,77	0,389	<u>-0,057</u>	0,82	59	
		(3)	0,040	0,120	476,39	0,559	<u>0,168</u>	0,81	53	
		(4)	0,080	0,080	221,33	0,282	<u>0,121</u>	0,76	66	
		(6)	0,080	0,240	265,59	0,381	<u>0,084</u>	0,75	64	
		(8)	0,120	0,240	78,37	<u>0,074</u>	<u>-0,090</u>	0,33	78	
		(9)	0,120	0,360	87,55	0,231	-0,221	0,54	75	