

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NO MÓDULO  
DE RESILIÊNCIA DE SOLOS DA BR-319/AM E BR-156/AP  
PARA APLICABILIDADE EM PAVIMENTAÇÃO**

**VINÍCIUS SILVEIRA LEVAY**

**ORIENTADORA: MICHÉLE DAL TOÉ CASAGRANDE, DSc.  
COORIENTADOR: LUIZ GUILHERME RODRIGUES DE MELLO, DSc.**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA  
PUBLICAÇÃO: 385/2023**

**BRASÍLIA – DF, 27 DE JANEIRO DE 2023**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE  
SOLOS DA BR-319/AM E BR-156/AP PARA APLICABILIDADE EM  
PAVIMENTAÇÃO**

**VINÍCIUS SILVEIRA LEVAY**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

**APROVADA POR:**

---

**MICHÉLE DAL TOÉ CASAGRANDE, DSc. (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**LUIZ GUILHERME RODRIGUES DE MELLO, DSc. (UnB/DNIT)  
(COORIENTADOR)**

---

**RAFAEL CERQUEIRA SILVA, DSc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**ANTÔNIO CARLOS RODRIGUES GUIMARÃES, DSc. (IME)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 27 DE JANEIRO DE 2023.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

LEVAY, VINÍCIUS SILVEIRA;

**Influência do Teor de Umidade no Módulo de Resiliência de Solos da BR-319/AM e BR-156/AP para Aplicabilidade em Pavimentação** (Distrito Federal) 2023.

xiv, - 126p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2023)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Módulo de Resiliência	2. Solos Tropicais
3. Teor de Umidade	4. Triaxial Dinâmico
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

LEVAY, V.S. (2023). **Influência do Teor de Umidade no Módulo de Resiliência de Solos da BR-319/AM e BR-156/AP para Aplicabilidade em Pavimentação**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-385/23 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 126p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: VINÍCIUS SILVEIRA LEVAY.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: **Influência do Teor de Umidade no Módulo de Resiliência de Solos da BR-319/AM e BR-156/AP para Aplicabilidade em Pavimentação**

GRAU/ANO: Mestre/23.

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Vinicius Silveira Levay

Campus Darcy Ribeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Prédio SG-12

CEP 70910-900 - Brasília, DF – Brasil

[levay.vinicius@gmail.com](mailto:levay.vinicius@gmail.com)

*“It's what you do in the dark that puts you in the light.”*

MP

iv

## AGRADECIMENTOS

Agradecer é sempre oportuno, sinto-me feliz em escrever estes agradecimentos para àqueles que de alguma forma contribuíram diretamente ou indiretamente para mais uma etapa da minha vida fosse cumprida.

Agradeço primeiro a Deus, pela vida que Ele me concedeu.

Aos meus queridos pais Leonardo e Mercia, agradeço todos os dias por tê-los sempre presente na minha vida e por me ensinarem o verdadeiro valor do amor, respeito e bondade. Para vocês, todo o meu respeito, carinho e admiração. Sem vocês eu não teria chegado até aqui.

Aos meus irmãos, Alessandra e Leonardo por sempre terem me ajudado de todas as formas possíveis.

À minha noiva Thaíssa Velloso Castelo Branco, amor da minha vida, pelo apoio incondicional, pelas palavras de incentivo e amor. Você é a minha melhor companhia, meu porto seguro. Obrigado por sonhar comigo.

À Michéle Dal Toé Casagrande pela orientação, paciência e ensinamentos ao longo destes últimos anos. Agradeço também ao meu coorientador Luiz Guilherme Rodrigues De Mello pela disponibilidade e sugestões.

À Universidade de Brasília– UnB pelo ensino gratuito e de excelência oferecidos. Agradeço aos professores pela transmissão de conhecimento, foi um prazer aprender com os senhores.

Agradeço aos professores Rafael Silva e Antônio Guimarães, por prontamente aceitarem participar da banca examinadora, dispondo-se a analisarem esta dissertação.

À Traficon Engenharia por todo o apoio durante a pesquisa. Em especial aos meus colegas de trabalho André Gomes, Mauriney Cesar, Victor Mariano, Gabriel Elias, Fernanda Magalhães, Frederico Mazoto, Dhiullia Rocha, Fábio Vinícius e Fabrício Zanin.

Agradeço aos meus amigos e colegas de mestrado do DER/DF por todo o apoio durante a pesquisa, em especial a Eng<sup>a</sup> Gisandra Faria, Eng Dan Brant, Eng Paulo Costa e aos técnicos dos laboratórios de solos e asfalto.

Aos meus amigos do curso de mestrado da UnB, de que alguma forma participaram da minha vida acadêmica.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio financeiro concedido para realização dessa pesquisa.

À beleza da vida.

## RESUMO

Durante a vida útil do pavimento ocorrem variações de umidade devido a fatores ambientais, influenciando na capacidade de suporte e no módulo de resiliência dos materiais. O objetivo principal desta pesquisa é avaliar a influência da umidade no módulo de resiliência, adotando as variações de umidade de compactação de +2% e -2% em relação à umidade ótima. A pesquisa contempla 19 solos localizados na BR-319/AM e BR-156/AP, para diferentes aplicações. Foram realizados os ensaios de granulometria por sedimentação, limites de Atterberg, densidade real dos grãos, compactação miniatura e perda de massa por imersão (sendo os dois últimos utilizados para a classificação MCT), bem como ensaio de módulo de resiliência. Para os solos de empréstimo concentrado, estabilizados com cal, além destes, foram realizados também o ensaio de estimativa do teor de cal, pelo método do pH e o ensaio de expansibilidade. Os resultados obtidos para os solos da BR-319/AM mostraram que são solos finos, classificados como NG', com uma alta perda de massa por imersão e redução média de 55,8% do módulo de resiliência, com o acréscimo de 2% de umidade. A estabilização química do solo com cal se mostrou promissória, diminuindo a expansibilidade e o efeito negativo da água no solo. Os solos da BR-156/AP apresentaram comportamento laterítico, onde o aumento de 2% da umidade reduziu o comportamento resiliente do material em torno de 30%. Dentre os três modelos avaliados, o modelo composto utilizado no Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) foi o mais adequado, independente do teor de umidade. As variações de umidade demonstraram reduzir consideravelmente o módulo de resiliência de todos os solos estudados. O presente trabalho contribui para o entendimento de solos da região norte do país e reforça o aprofundamento do entendimento da variação da umidade no desempenho mecânico dos pavimentos.

Palavras chaves: Módulo de Resiliência; BR-319/AM; BR-156/AP; Teor de Umidade; Solos Tropicais; MCT; Pavimentação

## ABSTRACT

During the useful life of the pavement, variations in moisture occur due to environmental factors, influencing the support capacity and the resilience modulus of the materials. The main objective of this research is to evaluate the influence of moisture on the resilience modulus, adopting the compaction moisture variations of +2% and -2% in relation to the optimum humidity. The research includes 19 soils located on BR-319/AM and BR-156/AP, for different applications. The granulometry tests by sedimentation, Atterberg limits, real grain density, miniature compaction, and mass loss by immersion (the latter two being used for the MCT classification) were carried out, as well as the resilience modulus test. For the concentrated loam soils, stabilized with lime, in addition to these, the lime content estimation test was also carried out by the pH method and the expandability test. The results obtained for the BR-319/AM soils showed that they are fine soils, classified as NG', with a high mass loss by immersion and an average reduction of 55.8% in the resilience modulus, with the addition of 2% of moisture. The chemical stabilization of the soil with lime proved to be promising, reducing the expansibility and the negative effect of water on the soil. The BR-156/AP soils showed a lateritic behavior, where a 2% increase in moisture reduced the material's resilient behavior by around 30%. Among the three evaluated models, the composite model used in the National Dimensioning Method (MeDiNa) was the most adequate, regardless of moisture content. moisture variations have shown to considerably reduce the resilience modulus of all studied soils. The present work contributes to the understanding of soils in the northern region of the country and reinforces the deepening of the understanding of the variation of moisture in the mechanical performance of pavements.

Keywords: Resilient Modulus; BR-319/AM; BR-156/AP; Moisture content; Tropical soils; MCT; Pavement.

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Objetivo Geral.....	3
1.2	Objetivos específicos.....	3
1.3	Estrutura da dissertação.....	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1	Solos Tropicais.....	5
2.1.1	Classificação MCT.....	7
2.2	Ensaio Triaxiais de Cargas Repetidas.....	11
2.2.1	Módulo de Resiliência.....	11
2.2.2	Fatos que afetam o módulo de resiliência.....	15
2.2.3	Variação da Umidade e efeito da Sucção.....	18
2.3	Rodovia BR-319/AM.....	22
2.3.1	Breve Histórico.....	22
2.3.2	Características da região.....	24
2.3.3	Tráfego.....	24
2.3.4	Pedologia.....	25
2.3.5	Estudos realizados no Amazonas.....	26
2.4	Rodovia BR-156/AP.....	30
2.4.1	Breve Histórico.....	30
2.4.2	Características da Região.....	30
2.4.3	Tráfego.....	31
2.4.4	Pedologia.....	32
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	33
3.1	Materiais.....	33
3.2	Ensaio.....	34
3.2.1	Ensaio de módulo de resiliência.....	35
3.3	Caracterização dos solos da BR-319/AM.....	39
3.3.1	Subleito.....	40
3.3.2	Empréstimo Concentrado.....	43
3.4	Caracterização dos solos da BR-156/AP.....	49
3.4.1	Subleito.....	49
3.4.2	Empréstimos Concentrados.....	52
3.4.3	Jazidas de Sub-base.....	55
3.4.4	Jazidas de Base.....	57
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	61
4.1	BR-319/AM.....	61

4.1.1	Subleito.....	61
4.1.1.1	Subleito 1 .....	61
4.1.1.2	Subleito 2.....	63
4.1.1.3	Subleito 3.....	64
4.1.1.4	Subleito 4.....	66
4.1.1.5	Subleito 5.....	67
4.1.1.6	Subleito 6.....	68
4.1.2	Empréstimo concentrado.....	69
4.1.2.1	Empréstimo Concentrado 1 (EC1-A) .....	70
4.1.2.2	Empréstimo Concentrado 1 com 4% de Cal + 20% de Areia (EC1-B)..	72
4.1.2.3	Empréstimo Concentrado 2 com 4% de Cal (EC2-A).....	74
4.1.2.4	Empréstimo Concentrado 4 com 4% de Cal + 20% Areia (EC2-B) .....	76
4.1.2.5	Empréstimo Concentrado 3 com 10% de cimento (EC3-1) .....	78
4.1.2.1	Empréstimo Concentrado 3 com 10% de cimento (EC3-2) .....	80
4.2	BR-156/AP.....	81
4.2.1	Subleito.....	81
4.2.1.1	Subleito 7.....	81
4.2.1.2	Subleito 8.....	83
4.2.1.3	Subleito 9.....	84
4.2.1.4	Subleito 10.....	86
4.2.1.5	Subleito 11.....	87
4.2.2	Empréstimo Concentrado.....	88
4.2.2.1	Empréstimo Concentrado 4 (EC-4).....	88
4.2.2.2	Empréstimo Concentrado 5 (EC-5).....	90
4.2.3	Jazidas de Sub-base.....	92
4.2.4	Jazidas de Base.....	93
4.3	Análise Global.....	97
4.3.1	BR-319/AM.....	97
4.3.2	BR-156/AP.....	100
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	103
5.1.1	BR-319.....	103
5.1.2	BR-156.....	105
5.2	Sugestões de futuras pesquisas.....	106
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	107

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Esquema simplificado da formação pedogenética de solos tropicais (Villibor & Alves, 2019).	5
Figura 2.2 - Ocorrência de solos finos arenosos e argilosos lateríticos, no Brasil (Villibor & Nogami, 2019).	7
Figura 2.3 - Ábaco classificação MCT (Villibor & Alves, 2019).	9
Figura 2.4 - Modelo do Gráfico da Classificação MCT-M (Vertamatti, 1988).	10
Figura 2.5 - Fatores de correção do Pi sugeridos (Vertamatti, 1988).	10
Figura 2.6 - Ensaio no equipamento triaxial (Lima, 2020).	11
Figura 2.7 - Tensões aplicadas e deslocamentos no ensaio de carga repetida (Bernucci <i>et al.</i> , 2010).	12
Figura 2.8 - Influência da Densidade Seca no Módulo Resiliente (Modificado de Li & Selig, 1994).	17
Figura 2.9 - Construção da rodovia BR-319 (Revista Manchete, 1973).	23
Figura 2.10 - Mapa da BR-319 entre Manaus e Porto Velho (Ministério da Infraestrutura, 2021).	23
Figura 2.11 – (a) Perfil típico de Latossolo Amarel (b) Perfil típico de Argissolo (Maia e Marmos, 2010).	26
Figura 2.12 - Mapa Pedológico da rodovia BR-319/AM	26
Figura 2.13 - Imagens de microscopia eletrônica por varredura – 500X (100 $\mu$ m) – Solo Natural (Dias, 2019).	29
Figura 2.14 - Altimetria do estado do Amapá (Codevasf, 2021).	31
Figura 3.1 - Porcentagem de cada solo estudado na dissertação	33
Figura 3.2 - Equipamento Triaxial	36
Figura 3.3 - Processo de ganho de umidade por capilaridade	39
Figura 3.4 - Ensaio MCT	41
Figura 3.5 - Curva granulométrica dos materiais de subleitos da rodovia BR-319/AM	42
Figura 3.6 - Curvas de compactação na energia proctor normal dos materiais de subleitos da rodovia BR-319/AM	43
Figura 3.7 - Curva granulométrica dos materiais de empréstimos concentrados da rodovia BR-319/AM	45
Figura 3.8 - Ensaio de Estimativa do Teor de Cal pelo Ph	46
Figura 3.9 - Ensaio de expansibilidade – BR-319/AM	47
Figura 3.10 - Curva de compactação dos empréstimos concentrados - BR-319/AM	48
Figura 3.11 - Curva granulométrica dos subleitos – BR-156/AP	51
Figura 3.12 - Curvas de compactação dos subleitos – BR-156/AP	52
Figura 3.13 - Curva granulométrica dos empréstimos concentrados – BR-156/AP	54
Figura 3.14 - Curva de compactação dos empréstimos concentrados – BR-156/AP	54
Figura 3.15 - Curva granulométrica da J-03 – BR-156/AP	56
Figura 3.16 - Curva de compactação da J-03 – BR-156/AP	57
Figura 3.17 - Local de exploração da J-01	58
Figura 3.18 - Curva granulométrica dos solos de base - BR-156/AP	60
Figura 3.19 - Curva de compactação das Jazidas de base – BR-156/AP	60
Figura 4.1 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 1	63
Figura 4.2 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 2	64
Figura 4.3 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 3	65

Figura 4.4 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 4.....	67
Figura 4.5 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 5.....	68
Figura 4.6 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 6.....	69
Figura 4.7 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC1-A.....	72
Figura 4.8 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC1-B.....	74
Figura 4.9 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC1-B.....	76
Figura 4.10 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC2-B.....	78
Figura 4.11 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC-3-1.....	80
Figura 4.12 - Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC-3-2.....	81
Figura 4.13 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 7.....	83
Figura 4.14 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 8.....	84
Figura 4.15 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 9.....	85
Figura 4.16 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 10.....	87
Figura 4.17 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 11.....	88
Figura 4.18 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC4.....	90
Figura 4.19 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC5.....	92
Figura 4.20 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – J-03.....	93
Figura 4.21 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – J01.....	95
Figura 4.22 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – J-02.....	97
Figura 4.23 - Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente (1) Subleito 1; (2) Subleito 2; (3) Subleito 3.....	97
Figura 4.24 - Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente (1) Subleito 4; (2) Subleito 5; (3) Subleito 6.....	98

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Propriedades e utilização dos grupos de solos da classificação MCT (Villibor & Alves, 2019). .....	9
Tabela 2.2 - Parâmetros do modelo composto (Modificado de Dalla Roza, 2018). .....	15
Tabela 2.3 - Parâmetros do modelo composto (Modificado de Souza, 2021).....	15
Tabela 2.4 - Número N da rodovia BR-319/AM (Traficon Engenharia, 2020). .....	25
Tabela 2.5 - Características do solo estudado por Silva (2013). .....	27
Tabela 2.6 - Características do solo estudado por Oliveira (2014). .....	27
Tabela 2.7 - Características das argilas de várzea estudadas por Lima (2015). .....	28
Tabela 2.8 - Características do solo estudado por Dias (2016). .....	28
Tabela 2.9 - Características do solo estudado por Almeida (2018).....	29
Tabela 2.10 - Características do solo estudado por Baia (2019). .....	29
Tabela 2.11 - Número N – BR-156/AP (Traficon Engenharia, 2020).....	32
Tabela 2.12 - Classes de solos, Estado Do Amapá (CODEVASF, 2021).....	32
Tabela 3.1 - Ensaio e normas utilizadas.....	34
Tabela 3.2 - Energia utilizada no molde tripartido.....	35
Tabela 3.3 - Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência .....	37
Tabela 3.4 - Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência para solos de subleito.....	38
Tabela 3.5 - Tensões verticais para determinação do módulo de resiliência .....	38
Tabela 3.6 - Caracterização do solo de subleito – BR-319/AM.....	40
Tabela 3.7 - Granulometria por sedimentação dos subleitos – BR-319/AM.....	42
Tabela 3.8 - Caracterização do solo de empréstimo concentrado– BR-319/AM .....	44
Tabela 3.9 - Granulometria por sedimentação dos materiais de empréstimo concentrado da rodovia BR-319/AM.....	44
Tabela 3.10 - Resultado dos ensaios de expansibilidade.....	47
Tabela 3.11 - Identificação das estabilizações químicas .....	48
Tabela 3.12 - Caracterização do solo de subleito – BR-156/AP .....	50
Tabela 3.13 - Granulometria por sedimentação dos solos de subleito – BR-156/AP ....	51
Tabela 3.14 - Caracterização dos solos de empréstimo concentrado– BR-156/AP .....	53
Tabela 3.15 - Granulometria dos empréstimos concentrados – BR-156/AP.....	53
Tabela 3.16 - Caracterização do solo de sub-base - BR-156/AP.....	55
Tabela 3.17 - Granulometria da J-03 – BR-156/AP .....	56
Tabela 3.18 - Caracterização dos solos de base - BR-156/AP .....	59
Tabela 3.19 - Granulometria dos solos de base – BR-156/AP .....	59
Tabela 4.1 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 1.....	62
Tabela 4.2 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 1 .....	62
Tabela 4.3 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 2.....	63
Tabela 4.4 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 2 .....	64
Tabela 4.5 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 3.....	65
Tabela 4.6 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 3 .....	65
Tabela 4.7 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 4.....	66
Tabela 4.8 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 4 .....	66
Tabela 4.9 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 5.....	67
Tabela 4.10 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 5 .....	68
Tabela 4.11 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 6.....	69
Tabela 4.12 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 6 .....	69
Tabela 4.13 - Identificação das estabilizações químicas e físicas dos solos de empréstimo concentrado .....	70

Tabela 4.14 - Resultados do módulo de resiliência – EC1-A.....	71
Tabela 4.15 - Modelos e coeficientes de regressões – EC1-A .....	71
Tabela 4.16 - Resultados do módulo de resiliência – EC1-B.....	73
Tabela 4.17 - Modelos e coeficientes de regressões – EC1-B .....	73
Tabela 4.18 - Resultados do módulo de resiliência – EC2-A.....	75
Tabela 4.19 - Modelos e coeficientes de regressões – EC2-A .....	75
Tabela 4.20 - Resultados do módulo de resiliência – EC2-B.....	77
Tabela 4.21 - Modelos e coeficientes de regressões – EC2-B .....	77
Tabela 4.22 - Resultados do módulo de resiliência – EC3-1.....	79
Tabela 4.23 - Modelos e coeficientes de regressões – EC3-1 .....	79
Tabela 4.24 - Resultados do módulo de resiliência – EC-3-2 .....	81
Tabela 4.25 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 7.....	82
Tabela 4.26 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 7 .....	82
Tabela 4.27 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 8.....	83
Tabela 4.28 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 8 .....	84
Tabela 4.29 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 9.....	85
Tabela 4.30 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 9 .....	85
Tabela 4.31 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 10.....	86
Tabela 4.32 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 10 .....	86
Tabela 4.33 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 11.....	87
Tabela 4.34 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 11 .....	88
Tabela 4.35 - Resultados do módulo de resiliência – EC-4.....	89
Tabela 4.36 - Modelos e coeficientes de regressões – EC-4 .....	89
Tabela 4.37 - Resultados do módulo de resiliência – EC-5.....	91
Tabela 4.38 - Modelos e coeficientes de regressões – EC-5 .....	91
Tabela 4.39 - Resultados do módulo de resiliência – J-03 .....	92
Tabela 4.40 - Modelos e coeficientes de regressões – J-03.....	93
Tabela 4.41 - Resultados do módulo de resiliência – J-01 .....	94
Tabela 4.42 - Modelos e coeficientes de regressões – J-01.....	94
Tabela 4.43 - Resultados do módulo de resiliência – J-02 .....	96
Tabela 4.44 - Modelos e coeficientes de regressões – J-02.....	96
Tabela 4.45 - Resultados Gerais da Rodovia BR-319/AM .....	99
Tabela 4.46 - Resultados Gerais da Rodovia BR-156/AP.....	101

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

Al	Alumínio
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Óxido de Alumínio
c'	Inclinação da Curva deformabilidade da Classificação M
CBR	<i>Califórina Bearing Ratio</i>
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CP	Corpo de prova
d'	Inclinação da Curva de Compactação da Classificação MCT
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DRX	Difratometria de raios X
e'	Índice de comportamento laterítico do solo segundo a Classificação MCT
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Óxido de Ferro
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
g/cm <sup>3</sup>	Gramas por centímetro cúbico
G <sub>s</sub>	Densidade Real do Grãos
HRB	Highway Research Board
Hz	Hertz
IP	Índice de Plasticidade
k <sub>1</sub> , k <sub>2</sub> , k <sub>3</sub>	Parâmetros Experimentais de Deformabilidade de Solos
LA	Areias com pouca Argila Laterítica
LA'	Areias Argilosas Lateríticas
LG'	Argilas Lateríticas e Argilas Lateríticas Arenosas
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LVDTs	<i>Linear Variable Differential Transducers</i>
MCT	Miniatura-Compactado-Tropical
MCT-M	Miniatura-Compactado-Tropical-Modificado
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
MR	Módulo de Resiliência
N	Número de Repetições de Aplicação de Carga do Eixo-padrão
NA	Areias Siltosas com Siltes Quartzosos e Siltes Argilosos não Lateríticos
NA'	Areias Siltosas e Areias Argilosas não Lateríticas
NG'	Argilas, Argilas Siltosas e Argilas Arenosas não Lateríticas
NS'	Solo siltoso não laterítico
pH	Potencial hidrogeniônico
PI	Proctor Intermediário
Pi	Perda de Massa por Imersão
PM	Proctor Modificado
PN	Proctor Normal
r <sup>2</sup>	Coefficiente de Determinação ou Coeficiente de correlação
ω <sub>ót</sub>	Umidade ótima
γ	Peso Específico do Solo
ε <sub>r</sub>	Deformação resiliente
σ <sub>1</sub>	Tensão Principal Maior
σ <sub>3</sub>	Tensão Confinante
σ <sub>d</sub>	Tensão Desvio

# CAPÍTULO I

---

## 1 INTRODUÇÃO

O modal mais utilizado no Brasil é o rodoviário, devido à crescente utilização das rodovias, as malhas viárias passaram a ser constantemente mais solicitadas. O aumento do volume de tráfego gera um desgaste excessivo nos pavimentos e a consequente necessidade de programas de recuperação e intervenção em menores intervalos de tempo (Beja, 2020).

De acordo com o levantamento da Confederação Nacional do Transporte (2022), a malha viária brasileira é formada por 1.720.909 km de rodovias, sendo 213 mil km pavimentados, o que representa 12,4% da malha nacional. A pesquisa avaliou 110.33km, nos quais 66,0% foram classificados como péssimo, ruim ou regular. Em 2021, esse percentual era em torno de 61,8%.

O bom desempenho do pavimento está relacionado aos materiais utilizados, portanto, é imprescindível entender o comportamento do solo que o pavimento será construído, de modo que apresente uma fundação pouco deformável e resistente (Kleinert, 2021).

Entretanto os critérios de projetos utilizados na seleção dos solos não se adequam totalmente a realidade de solos tropicais, pois são baseados em solos de países de clima temperado. Usualmente são classificados solos pelos sistemas convencionais como o HRB (*Highway Research Board*) e são fixados valores de CBR (Godoy, 1997; Sousa, 2016).

Devido a peculiaridade dos solos lateríticos, Nogami e Villibor (1981) criaram uma classificação para solos tropicais de graduação fina, conhecida como MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), baseada nas propriedades hidráulicas e mecânicas. Marangon (2004) verificou que a classificação MCT é uma ferramenta adequada para a previsão do comportamento de solos aplicados a pavimentação. O avanço de estudos com solos tropicais possibilitou a aplicação de solos *in natura* ou em misturas nos pavimentos. A utilização de solos locais é de suma importância, no qual a pavimentação corresponde a uma parcela considerável do custo da construção (Silva, 2003).

Devido à maior disponibilidade de recursos computacionais, há uma tendência na aplicação dos conceitos da mecânica dos pavimentos, por meio de métodos de

dimensionamento mecanístico-empíricos, que calculam simulações analíticas ou numéricas, determinando valores de tensão e deformação nas camadas (Dias, 2007). Entretanto os modelos matemáticos requerem uma entrada de dados, com as propriedades dos materiais, e têm sido constantemente calibrados através de ensaios de laboratório e o monitoramento do desempenho no campo. Dentre essas propriedades, o módulo de resiliência e as deformações permanentes são as mais utilizadas (Maia, 2016). Devido a melhor representatividade do comportamento do material em campo, os ensaios de resistência mecânica tendem a serem substituídos por ensaios cíclicos (Bonzanini, 2011).

O módulo de resiliência é um dos parâmetros-chave para o entendimento do comportamento de tensão-deformação, sendo obtido através de um ensaio ciclo que simula a passagem de veículos. Para solos, o Departamento Nacional de Infraestrutura (DNIT) já dispõe de dois normativos, a norma DNIT 134/2018-ME e a norma DNIT 135/2018-ME para solos estabilizados.

Inúmeros fatores influenciam o módulo de resiliência, desde o histórico de tensões, densidade máxima seca, efeito da tensão confiante ( $\sigma_3$ ) e número de repetições da tensão desvio ( $\sigma_d$ ), tipo de agregado, e teor de umidade (Preussler, 1978; Lekarp *et al.*, 2000). Diversas pesquisas foram realizados estudando a variação do módulo de resiliência com a umidade Elliott & Thornton (1988), Villibor (1981), Li e Selig (1994), Yang *et al.*, (2006), Vanapalli & Han (2014) e Lim *et al.*, (2022), entretanto poucos foram realizados com solos tropicais, e utilizando a classificação MCT, cita-se os trabalhos de Gonçalves (1999), Bernucci (1997), Takeda (2006), Oliveira (2022) e Kern (2022).

Neste contexto surge o problema de pesquisa, devido à escassez de pesquisas voltadas para o estudo geotécnico de solos tropicais avaliando a influência da umidade nos ensaios de módulo de resiliência. O presente trabalho buscou-se estudar os solos das rodovias BR-319/AM e BR-156/AP para diferentes aplicações, através dos ensaios tradicionais e metodologias específicas, como a MCT, e incorporando o ensaio mecânico de módulo de resiliência em diferentes umidades.

Desta forma, pretende-se compreender melhor o comportamento mecânico, físico e químicos dos solos por meio de ensaios laboratoriais e a influência do acréscimo de umidade na resiliência dos materiais dentro das faixas admitidas por norma, proporcionando um entendimento mais global dos solos das rodovias durante a vida útil do pavimento e contribuindo para o conhecimento científico de solos tropicais da região norte do Brasil.

## 1.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo avaliar, a partir de ensaios laboratoriais, a influência da variação de umidade em solos em solos *in natura* e estabilizados das rodovias BR-319/AM e BR-156/AP em ensaios triaxiais de cargas repetidas de módulo de resiliência, contribuindo para o conhecimento do comportamento geotécnico de solos tropicais brasileiros.

## 1.2 Objetivos específicos

Com o interesse em alcançar os objetivos da pesquisa, os seguintes objetivos específicos foram delineados:

- Analisar o comportamento geotécnico de diferentes solos das rodovias BR-319/AM e BR-156/AP com base nos ensaios de caracterização física, química e mecânica;
- Contribuir para o banco de dados de solos brasileiros *in natura* e estabilizados mediante realização do ensaio MCT (Mini Compactada Tropical) e dos ensaios de Módulo de Resiliência, em diferentes teores de umidade;
- Investigar a influência da variação de -2% e +2% de umidade em relação ao teor ótimo de 19 solos por meio dos ensaios de módulo de resiliência;
- Fornecer resultados de solos *in natura* e estabilizados, para diferentes aplicações em projetos de rodovias.
- Avaliar os resultados dos módulos de resiliência obtidos por três diferentes modelos matemáticos;

## 1.3 Estrutura da dissertação

Descreve-se a seguir estrutura organizacional da dissertação, composta por cinco capítulos.

Capítulo I: Breve introdução ao tema de pesquisa, e os objetivos gerais e específicos que nortearam o presente trabalho.

Capítulo II: Aborda o embasamento teórico para a realizada da dissertação, mostrando a importância do entendimento do comportamento de solo lateríticos, os fatores que influenciam o módulo de resiliência, dando enfoque a variação da umidade. Por fim é apresentado uma breve descrição geral das rodovias, com um breve histórico, as características da região, o número N, pedologia e as pesquisas locais.

Capítulo III: Detalha os materiais selecionados para a pesquisa na rodovia BR-319/AM e BR-156/AP, assim como os procedimentos metodológicos laboratoriais e a caracterização dos solos.

Capítulo IV: Aborda os principais resultados e discussões pertinentes quanto às respostas obtidas nos ensaios de laboratório.

Capítulo V: Conclusão da pesquisa e sugestão de temas futuros a serem investigados.

# CAPÍTULO II

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse capítulo será apresentada uma breve revisão bibliográfica, abordando princípios teóricos relacionados ao foco da dissertação, com uma introdução as características particulares de solos com comportamento lateríticos, e os princípios do ensaio de módulo de resiliência e os fatores que influenciam o ensaio.

Na segunda metade do capítulo, são apresentando os tópicos relacionados as rodovias BR-319/AM e BR-156/AP, com um breve histórico e descritivo das características das regiões, as características do tráfego, pedologia das regiões e as pesquisas que utilizaram solos locais.

### 2.1 Solos Tropicais

Para a engenharia civil, o solo é um material de construção, podendo ser utilizado em diversas obras. Em via de regra, os solos são materiais naturais inconsolidados formados a partir da decomposição de rochas, sendo um conjunto de matéria orgânica, ar, água, minerais e o produto das interações (Lepsch, 2016 ;Souza, 2021).

Os solos tropicais apresentam características distintas, segundo o *Committee on Tropical Soils da International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering – ISSMF* (1985) e Nogami & Villibor (1995) devido ao processo geológicos e pedológicos típicos de regiões tropicais úmidas os solos tropicais apresentam um comportamento peculiar. O processo de formação é decorrente das elevadas temperaturas, grandes volumes pluviométricos e alta evaporação, conforme ilustrado na Figura 2.1.

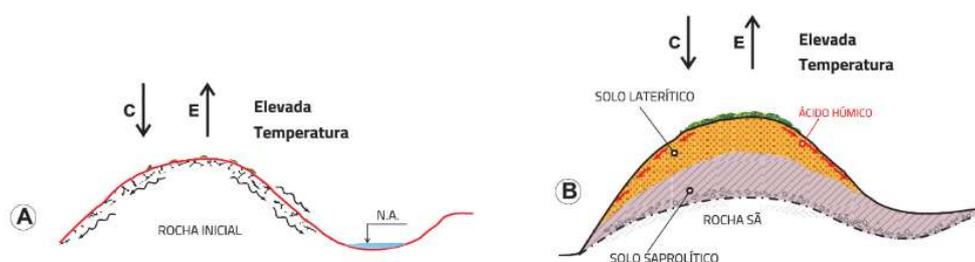


Figura 2.1 - Esquema simplificado da formação pedogenética de solos tropicais (Villibor & Alves, 2019).

Dentro dessa linha e da visão pedológica, há uma divisão do perfil do solo em horizontes. Os mais comuns são denominados de horizontes A, B e C. O horizonte A é referente a camada superficial, com a formação de húmus e do ácido húmico. O horizonte B, há a intensa transformação pedogenética do solo, apresentando quase nenhuma característica da rocha mãe, esse horizonte pode ser denominado como laterítico. O horizonte C apesar de terem sofrido o intemperismo físico e químico, apresentam resquícios da rocha mãe, esses solos são designados como solos residuais jovens ou solos saprolíticos.

Geologicamente, os solos lateríticos são formados principalmente por processo coluvial. Pedologicamente são solos finos de perfis associados as classes de Latossolos e Argissolos. De acordo com Villibor & Nogami (2009), a classe com maior ocorrência de solo de comportamento laterítico são os Latossolos. Em sua composição química apresentam óxidos e hidróxidos de Ferro e Alumínio e quartzo, e apesar de não serem predominantes na composição, influenciam na estrutura, nas propriedades e no comportamento hidromecânico (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

Os óxidos e hidróxidos envolvem os argilominerais gerando uma cimentação e resultando em um solo poroso com presença de torrões. Nos ensaios de granulometria, os solos podem apresentar uma elevada porcentagem de grãos maiores que as frações de silte e argila devido as cimentações (Delgado, 2007). Nogami & Villibor (1995), afirmam que a variação da composição mineralógica de solos tropicais são maiores quando comparado com solos de outras regiões, entretanto, de acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (2015) os solos lateríticos são compostos basicamente por: oxi-hidróxido de ferro (hematita e goethita), alumínio (gibbsita), água e matéria orgânica. Em virtude do processo de formação, os solos lateríticos necessitam de uma análise mais aprofundada dos aspectos geotécnicos, mineralógicos e químicos (Baia, 2019).

As propriedades físicas básicas, como limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP) não se aplicam totalmente a solos tropicais, pois há solos tropicais com LL elevados (>50%) e baixa expansão, todavia, o inverso também já foi observado, no qual solos com baixos LL apresentam alta expansão (Nogami & Villibor, 1995). De acordo com Ampadu (2017) o processo de secagem e destorroamento do solo destroem a estrutura do solo, influenciando diretamente nos ensaios de LL e LP.

Uma das características físicas particulares de solos lateríticos é o formato da curva característica de sucção do solo. Segundo Boszczowski & Ligocki (2012) quanto mais

intemperizado o solo, maiores são os valores de sucção, para Camapum de Carvalho *et al.*, (2015) a curva de sucção varia em função da composição química e mineralógica.

No Brasil há uma abundância em solos tropicais, Villibor & Nogami (2009) disponibilizaram um mapa simplificado destacando esses tipos de ocorrência no Brasil, entretanto, os sistemas de classificações tradicionais de solo como o SUCS e HRB levam em consideração a granulometria e plasticidade, desconsiderando as propriedades mecânicas dos solos lateríticos. Em 1981, Nogami e Villibor propuseram um método de classificação rodoviária para solos com comportamento laterítico, a classificação MCT (Miniatura Compactada Tropical).

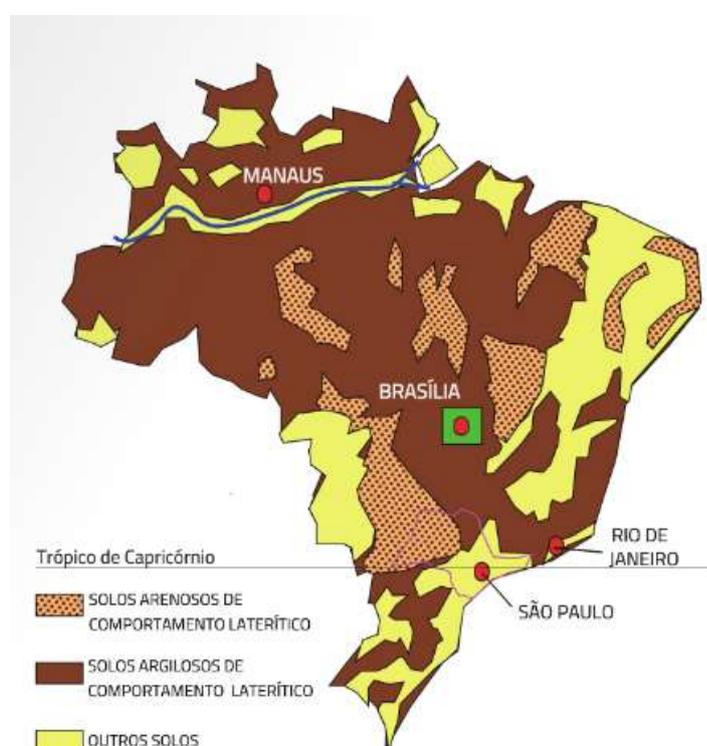


Figura 2.2 - Ocorrência de solos finos arenosos e argilosos lateríticos, no Brasil (Villibor & Nogami, 2019).

### 2.1.1 Classificação MCT

A classificação MCT permite distinguir os solos em duas classes, os lateríticos e não lateríticos, com subclasses, totalizando 7 grupos. A classificação surgiu com a necessidade de identificar os solos a partir de características não consideradas nos sistemas tradicionais, como: permeabilidade, expansão, coesão, curvas de compactação, capacidade de suporte, contração e penetração de água. Desta forma, a metodologia MCT foi implementada com o objetivo de classificar os solos tropicais e suas possíveis aplicações na pavimentação. A metodologia é aplicada para solos finos, que passam

integralmente na peneira 2,0mm ou para estudo da fração fina de solos grossos. Além das miniaturas compactadas, a metodologia também abrange ensaios *in situ* e de amostras indeformadas (Villibor & Alves, 2019).

Na metodologia MCT, os solos são classificados em 7 grupos, descritos a seguir:

- LA - Areia Laterítica: possuem pequena quantidade de finos lateríticos pouco coesivos e coeficiente de argilosidade ( $c'$ ) baixo, são conhecidos pedologicamente como regossolos e areias quartzosas. Apresentam elevado módulo de resiliência;
- LA' - Arenoso Laterítico: São areia argilosas, com quantidade média de finos lateríticos e  $c'$  médio. Abrangem as classes de latossolos ou argilossolos. Entre a classificação MCT, o grupo apresenta os melhores solos para aplicação em base e sub-base, devido aos elevados módulos. Apresentam coloração vermelha e amarela e tem como característica principal o trincamento após a compactação;
- LG' - Argiloso Laterítico: São argilas arenosas e/ou siltosas, com  $c'$  elevados, contração, menor capacidade de suporte e MR. Uma das características observadas é a colapsibilidade no estado natural;
- NA - Areia não Laterítica: Os solos típicos desse grupo são areias e os siltes, ou a mistura de ambos. Praticamente não possuem finos coesivos e apresentam um  $c'$  baixo. Podem ter elevado módulo para solos com pequena porcentagem de material passando na peneira N°200 entretanto apresentam uma suscetibilidade à deformação permanente;
- NA'- Solo Arenoso não Laterítico: São areias quartzosas com finos sem comportamento laterítico, podendo conter mica na fração de areia. São representados por solos saprolíticos. Os solos com uma areia bem graduada podem ter características para serem utilizadas em pavimentação, entretanto, caso tenham mica em sua composição, podem apresentar altas expansões, geralmente encontrado em solos com elevada porcentagem de material passante na peneira N°200;
- NS' - Siltoso não Laterítico: Compreendem em siltes ou siltes arenosos, segundo a geologia, são solos provenientes da alteração de rochas. Devido à má qualidade dos finos, apresentam baixa capacidade de suporte, elevada expansão, apresentando MR em torno de 70 MPa. Não são recomendáveis para a utilização de obras de rodovias;
- NG' - Argiloso não Laterítico: Incluem nesse grupo as argilas, argilas arenosas, argilas siltosas e siltes argilosos, apresentam um elevado  $c'$ . São solos geralmente saprolíticos, apresentam altos LL, expansibilidade, compressibilidade e contração, sendo não indicado para pavimentação.

A Figura 2.3 apresenta o ábaco da classificação MCT.

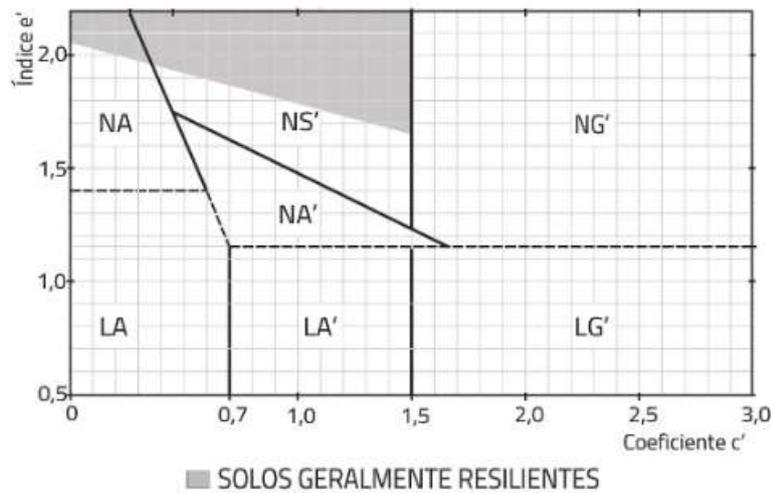


Figura 2.3 - Ábaco classificação MCT (Villibor & Alves, 2019).

De acordo com Delgado (2007), a classificação HRB não se relaciona de forma simples com a classificação MCT, tendo como exemplo um solo A-7 ser classificado tanto como argilas lateríticas (LG'), com excelente comportamento, como argilas expansivas do grupo NG' ou siltes micáceos saprolíticos do grupo NS'.

É importante ressaltar que são necessários dois ensaios para classificar o solo, entretanto, a metodologia é composta por uma série de 9 ensaios, que estão em constante alteração. Conforme apresentado por Villibor & Alves (2019), adaptado de Nogami & Villibor (1995), a Tabela 2.1 apresenta as propriedades e utilização dos grupos de solos de acordo com a classificação MCT.

Tabela 2.1 - Propriedades e utilização dos grupos de solos da classificação MCT (Villibor & Alves, 2019).

Designação		Granulometrias típicas Designações do T1-71 do DER-SP						
		areias siltes (q, s)	areias siltsosas	siltes (k, m) siltes arenosos	argilas argilas arenosas argilas siltsosas siltes argilosos	areias	areias argilosas	argilas argilas arenosas argilas siltsosas siltes argilosos
k=caulínítico m=micáceo s=serícítico q=quartzoso								
COMPORTAMENTO		N = Não Laterítico				L = Laterítico		
GRUPO MCT		NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
Propriedades	MINI-CBR (%)	M, E B, M	E B	M, E E	E E	E B	E, EE B	E B
	EXPANSÃO (%) CONTRAÇÃO (Ct)	B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)	M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B
	COEFICIENTE DE SORÇÃO (s)	E	B, M	E	M, E	B	B	B
	Corpos de prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal	EE = Muito Elevado E = Elevado			M = Médio B = Baixo			
Utilização*	Base de pavimento	n	4°	n	n	2°	1°	3°
	Reforço do subleito compactado	4°	5°	n	n	2°	1°	3°
	Subleito compactado	4°	5°	7°	6°	2°	1°	3°
	Aterro (corpo) compactado	4°	5°	6°	7°	2°	1°	3°
	Proteção à erosão	n	3°	n	n	n	2°	1°
Revestimento primário	5°	3°	n	n	4°	1°	2°	
* A "utilização" é representada em prioridade de escolha (1°, 2°, 3°...), sendo "n" não recomendado								

Com base nos solos da região da Amazônia, Vertamatti (1988) propôs um novo ábaco para a classificação, sendo denominado como MCT-M (M de Modificado), devido à necessidade de incluir os solos parcialmente laterizados. A classificação inclui 11 grupos com uma faixa intermediária entre as classes L e N para solos transicionais (T), devido a existência de solos que não são lateríticos e não são saprolíticos.

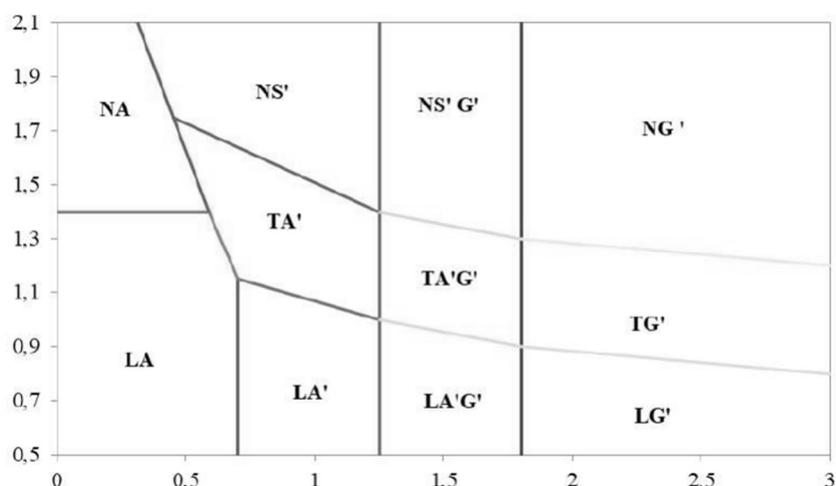


Figura 2.4 - Modelo do Gráfico da Classificação MCT-M (Vertamatti, 1988).

Vertamatti (1988) também sugeriu novos coeficientes devido as descontinuidades que ocorriam na curva  $P_i \times W$ .



Figura 2.5 - Fatores de correção do  $P_i$  sugeridos (Vertamatti, 1988).

Na pesquisa realizada por Marson (2004) utilizou a classificação proposta por Vertamatti (1988), dando importância aos solos transicionais associados geralmente às formações sedimentares, indicando solos transportados ou pouco afetados pelos processos pedogenéticos. Ademais foram avaliados os procedimentos de ensaio, concluindo que a compactação após a homogeneização não é necessária, o tempo de imersão pode ser alterado de 20h para apenas 4h. O autor também propôs uma nova formulação para o cálculo do parâmetro  $e'$ , novos limites do ábaco MCT-M, essas alterações permitem a redução considerável do tempo e número de cálculos para obter os resultados de classificação.

Oliveira (2018) aponta que o conceito de solos transicionais pode ser benéfico para a evolução da metodologia MCT. Apesar da necessidade de aperfeiçoamento para a

determinação do parâmetro  $c'$  devido a pequena subjetividade e os processos de classificação de solos transicionais, a metodologia fornece resultados coerentes, com procedimentos relativamente simples, que podem ser utilizados na rotina de laboratório e com grandes benefícios para a engenharia brasileira.

## 2.2 Ensaios Triaxiais de Cargas Repetidas

Na mecânica dos solos tradicionais, o ensaio triaxial clássico determinam-se os parâmetros de ângulo de atrito ( $\phi$ ) e coesão ( $c$ ). O ensaio triaxial é realizado em duas fases, a primeira fase é referente a consolidação do corpo de prova e aderência da membrana ao CP, consequência do aumento da pressão interna da câmara triaxial. A segunda fase é relacionada a aplicação da força desviatória ( $\sigma_d$ ) crescente, que somado a tensão confinante gera a ruptura do CP (Lima, 2020).

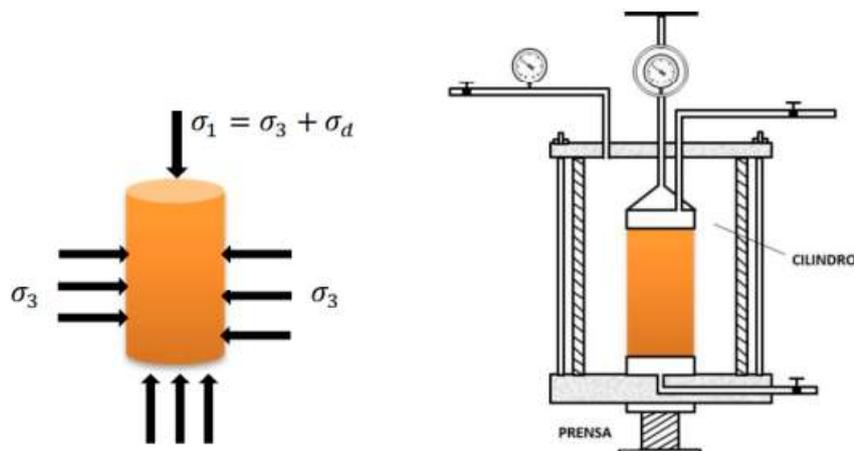


Figura 2.6 - Ensaio no equipamento triaxial (Lima, 2020).

Para a pavimentação, utiliza-se um carregamento vertical cíclico, simulando a passagem de veículos, as cargas cíclicas podem representar o número de solicitações do tráfego. O ensaio triaxial de cargas repetidas permite avaliar as deformações permanentes e o módulo de resiliência para fins de pavimentação.

### 2.2.1 Módulo de Resiliência

Francis Hveem (1955) realizou o primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos, introduzindo o conceito de resiliência. De acordo com Medina & Motta (2005), Hveem utilizou esse termo ao invés de deformação elástica pois diferente de sólidos elásticos utilizados na engenharia, como concreto e aço, os pavimentos apresentavam deformações muito maiores. A resiliência do material é definida por Medina & Motta (2015) como “a energia armazenada de um corpo deformado

elasticamente, à qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações, corresponde à energia potencial de deformação”.

Para reproduzir em laboratório o efeito do tráfego nos pavimentos, Hveem desenvolveu a primeira versão do triaxial de cargas repetidas em 1976, entretanto os primeiros ensaios de MR para fins de pavimentação foram realizados em 1962, por Seed *et al.* No Brasil, os primeiros estudos iniciam no final da década de 70, sendo o primeiro equipamento instalado no laboratório da COPPE, na Universidade Federal do Rio de Janeiro (Trichês, 1985). Desde então, diversos estudos foram realizados em várias universidades pelo Brasil.

Em 1986, a AASHTO, no *Guide for the Design of Pavements Structures* recomendou a utilização do MR com um dos parâmetros para a avaliação da qualidade dos solos utilizados em pavimento, principalmente em solos de subleito, pois o conhecimento das propriedades do subleito é essencial para o cálculo das deflexões, deformações e tensões resilientes, e para a análise global do pavimento (Elliott & Thornton, 1988).

Assim como os ensaios triaxiais convencionais, o ensaio triaxial de cargas repetidas para pavimentação é realizado em duas etapas: a etapa do condicionamento e o ensaio propriamente dito. A fase de condicionamento cuja finalidade é eliminar as deformações permanentes e reproduzir o efeito do histórico de tensões. A segunda etapa ocorre a medição dos deslocamentos resilientes para cada par de tensão. A frequência de aplicação de cargas é de 1Hz, com a duração de pulso de carga de 0,1 segundo e 0,9 segundo de repouso. Durante a execução do ensaio, no tempo de repouso, não há a aplicação da tensão desvio, apenas da tensão confinante. A Figura 2.7 apresenta as deformações do CP durante o ensaio.

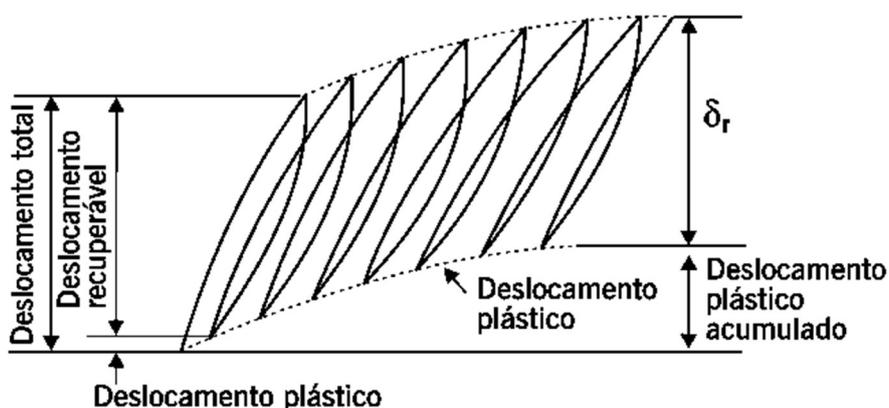


Figura 2.7 - Tensões aplicadas e deslocamentos no ensaio de carga repetida (Bernucci *et al.*, 2010).

O ensaio é realizado aplicando pares de tensão, ou seja, diferentes tensões desvio ( $\sigma_d$ ) e tensões confinantes ( $\sigma_3$ ), e é calculado matematicamente pela seguinte expressão:

$$MR = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_r} \quad (2.1)$$

onde,

$\sigma_1$ : Tensão vertical, MPa;

$\varepsilon_r$ : Deformação resiliente;

$$\varepsilon_r = \frac{\delta_r}{H_0} \quad (2.2)$$

onde,

$\delta_r$ : Deslocamento resiliente, mm;

$H_0$ : Altura de referência do medidor de deslocamento (LVDT)

De acordo com Uzan (1985), com a variação dos estados de tensão atuantes no CP com o aumento da tensão desvio e confinante, em diversos casos o MR apresenta um comportamento não linear. Diferentes estudos foram realizados avaliando os principais parâmetros dos modelos de MR baseados nos resultados de laboratório.

O modelo dependente da tensão confinante, conhecido como modelo “ $k - \sigma_3$ ”, proposto por Hicks (1970), o autor relacionou o módulo de resiliência com a tensão confinante, conforme a Equação 1. O  $k_1$  e  $k_2$ , são coeficientes de regressão, determinados nos resultados de laboratório.

$$MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \quad (2.3)$$

Em seguida, Svenson (1980) apresentou um modelo, no qual a tensão desvio é utilizada como uma variável independente, conhecido como modelo “ $k - \sigma_d$ ”.

$$MR = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \quad (2.4)$$

Nas pesquisas realizadas por Svenson (1980) e Bernucci (1995) é possível verificar que o coeficiente experimental  $k_1$  aumentou com o acréscimo de umidade, entretanto, o coeficiente  $k_2$  não apresentou o mesmo comportamento com o acréscimo ou decréscimo de umidade, sendo possível concluir que o  $k_1$  varia com a umidade e o  $k_2$  é um fator dependente do tipo de solo. Na pesquisa realizada por Bernucci (1995) também foi estudado a influência da energia de compactação, novamente mostrando que o  $k_2$  é referente as características intrínsecas do material, porém a variação da energia resultou no aumento de 30% do MR.

Por meio de diversos estudos, foi constatado que para solos finos coesivos, o módulo de resiliência é dependente principalmente da tensão desvio. Para solos granulares, o comportamento resiliente é altamente dependente da tensão confinante e pouco influenciado pela tensão desvio (Carmo, 1998). De acordo com Silva (2003), o modelo “ $k - \sigma_d$ ” é aplicado para solos finos ou para solos com mais de 50% passando na peneira n°200. Geralmente são solos lateríticos de subleito ou camada de reforço de subleito.

Por fim, o novo Método de Dimensionamento Nacional, o “MeDiNa”, considera o Modelo Composto na base de cálculo atual do software. São utilizadas quatro constantes no modelo, que visam caracterizar o material pelo modelo mais adequado para representar o comportamento (Santos, 2021). O Modelo Composto propõe que o módulo de resiliência depende da tensão desvio e tensão confinante.

$$MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3} \quad (2.5)$$

Apesar do modelo composto ser bastante utilizado para a avaliação do MR em solos no Brasil, devido aos elevados coeficientes de correlação ( $r^2$ ) Medina e Motta (2015), afirmam que não há modelos específicos, visto que, com os dados de laboratório, é possível estatisticamente obter diversas equações com  $r^2$  mais adequados para um certo tipo de solo ou material.

Na pesquisa realizada por Roza (2018), estudando 12 solos finos do estado do Mato Grosso, observou-se que os solos apresentaram valores de  $r^2$  baixos, devido a tendência de apresentarem valores de MR constantes, além disso, a pesquisadora copilou os dados de 250 solos brasileiros, na tentativa de apresentar um ordem de grandeza dos coeficientes utilizados no modelo composto, foram observados valores mínimos baixos, entretanto os valores médios e máximos apresentaram valores adequados.

Souza, Coutinho e Motta (2021) realizara uma revisão bibliográfica com os trabalhos entre o período de 2011 a 2021, de acordo com os autores, as pesquisas são voltadas para a previsão do módulo de resiliência para solos de subleito, e escassos trabalhos são voltados para solos tropicais que utilizaram a classificação MCT.

Tabela 2.2 - Parâmetros do modelo composto (Modificado de Dalla Roza, 2018).

Quantidade de Solos	Classificação MCT	Medida	$MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3}$			
			$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
30 solos	NG'	Média	433	0,14	-0,41	0,93
		Mínimo	28	-0,15	-0,96	0,14
		Máximo	1240	0,96	-0,06	1,00
133 solos	LG'	Média	277	0,13	-0,46	0,95
		Mínimo	22	-0,09	-1,08	0,10
		Máximo	1938	0,96	0,10	1,00
14 solos	LA	Média	764	0,35	-0,06	0,89
		Mínimo	117	0,25	-0,30	0,51
		Máximo	1091	0,43	0,09	0,99
19 solos	LA'	Média	519	0,29	-0,35	0,89
		Mínimo	114	0,06	-0,75	0,42
		Máximo	1070	0,69	0,06	1,00
8 solos	NA	Média	1258	0,51	0,05	0,91
		Mínimo	446	0,36	-0,20	0,49
		Máximo	2664	0,83	0,34	0,99
30 solos	NA'	Média	542	0,23	-0,23	0,81
		Mínimo	45	-1,00	-0,72	0,46
		Máximo	1216	0,98	0,55	1,00
16 solos	NS'	Média	183	0,17	-0,42	0,88
		Mínimo	44	-0,16	-0,66	0,38
		Máximo	846	0,49	0,08	0,99

Souza (2021) apresentou em uma tabela os valores mínimos, máximos e médios do MR para o modelo composto. Ao considerar a classificação MCT, observa-se que o grupo LG' apresenta valores similares. O grupo NA' se mostrou mais heterogêneo devido ser composto por apenas dois solos. O grupo LA' teve MR variáveis, com dois solos apresentando um comportamento distinto, com valor de  $k_2$  e  $R^2$  baixos.

Tabela 2.3 - Parâmetros do modelo composto (Modificado de Souza, 2021).

Classificação MCT	Medida	Módulo de Resiliência	$MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3}$			
			$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
LG'	Média	452	353,398	0,311	-0,496	0,685
	Mínimo	394	281,783	0,249	-0,530	0,478
	Máximo	452	483	0,348	-0,425	0,811
NA'	Média	711	336,337	0,156	-0,503	0,641
	Mínimo	557	289,024	0,026	-0,508	0,583
	Máximo	865	383,649	0,285	-0,498	0,698
LA'	Média	540	375,535	0,248	-0,490	0,653
	Mínimo	394	168,431	0,016	-0,643	0,298
	Máximo	689	650,470	0,386	-0,315	0,913

## 2.2.2 Fatos que afetam o módulo de resiliência

Preussler (1978) e Lekarp *et al.*, (2000) identificaram os fatores que influenciam o comportamento resiliente de solos granulares. Os fatores são apresentados a seguir:

- Teor de umidade

- Tipo de agregado, formato das partículas, tamanho máximo e graduação das partículas
- Efeito da confinante ( $\sigma_3$ ) e número de repetições da tensão desvio ( $\sigma_d$ )
- Densidade máxima seca
- Histórico de tensões

Para materiais granulares, o fator que possui o maior impacto é o efeito da tensão confinante, aumentando significativamente a rigidez os materiais (Hicks, 1970 e Guimarães, 2009). A densidade descrita pelo grau de compactação também tem um impacto nítido no comportamento a longo prazo de materiais granulares. O efeito da adição de finos não é muito bem esclarecido, porém a adição de finos tende a reduzir a rigidez (Lekarp *et al.*, 2000). Entretanto não há um consenso entre os pesquisadores a respeito da influência de cada fator, com conclusões opostas em cada pesquisa.

Seed *et al.*, (1962) afirmam que a frequência do ensaio interfere diretamente nos valores de módulo de resiliência devido a componente viscosa existente no solo que não é manifestada de forma imediata. Quanto mais rápido for o carregamento, maior será o módulo de resiliência.

Svenson (1980) analisou a influência de dois métodos de compactação, por amassamento e impactado, e a intensidade da tensão desvio. Os resultados mostraram que para umidades baixo da ótima há uma baixa influência do método de compactação pois o fator determinante no ramo seco é a estrutura do solo argiloso compactado, contudo no ramo úmido há uma grande influência tanto da compactação, como da tensão desvio.

Barksdale & Itani (1989) investigaram a influência dos agregados no módulo de resiliência, observou-se que as características dos agregados como forma, angularidade, rugosidade têm uma importância enorme para materiais não coesivos. Quando comparado com o agregado britado, os agregados arredondados como seixos de rio apresentaram uma tendência duas vezes maior em apresentarem deformação permanente e o módulo 50% menor para níveis de tensão baixo e 25% menor para tensões maiores. Os agregados britados apresentaram comportamento semelhante para o mesmo nível de compactação, entretanto a aparência geral dos CPs era bastante diferente.

Vuong (1992) verificou que para umidades acima da ótima, o módulo de resiliência não é muito influenciado. Li & Selig (1994) com base nos dados de Seed *et al.* (1962) analisaram a influência do peso específico aparente seco. Em geral, com um menor teor de umidade, o módulo de resiliência tende a aumentar com o aumento da densidade

seca, porém quanto maior o teor de umidade, o MR tende a diminuir com o aumento da densidade seca, conforme ilustra a Figura 2.9.

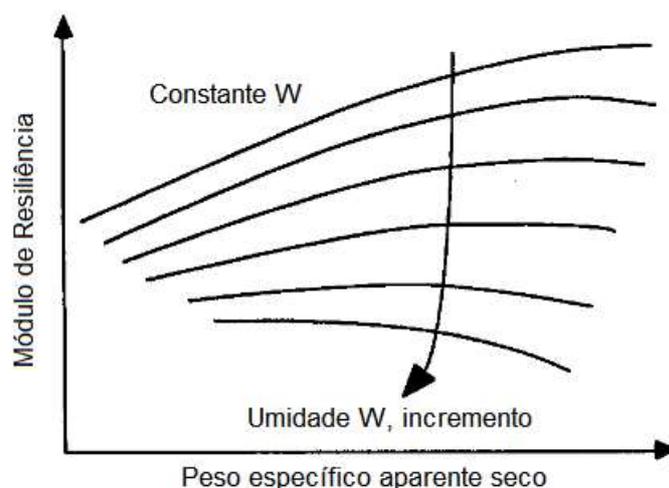


Figura 2.8 - Influência da Densidade Seca no Módulo Resiliente (Modificado de Li & Selig, 1994)

Segundo Horych *et al.*, (1996) há fatores também que determinam a grande dispersão de dados nos ensaios triaxiais, dentre eles os fatores de: compactações não homogêneas, pequenas deformações dos CP, influência do método de compactação, a não medição da deformação na parte central do CP e o efeito da sucção.

Na tese de Bernucci (1995), observou-se que para solos lateríticos coesivos apresentam valores de MR comparáveis ou superiores a materiais granulares nobres utilizados em pavimentação, valores confirmados por retroanálises realizadas com a viga Benkelman. Os altos valores de MR são devidos a natureza mineralógica, com a presença de óxidos hidratados de ferro e alumínio, que causam a cimentação do solo, gerando maiores MR. A autora também verificou o aumento de cerca de 30% do MR com o aumento da energia de compactação.

Werk (2000) realizou um estudo com diferentes métodos de compactação: compactação por impacto, compactação estática e compactação por amassamento, buscando entender o comportamento resiliente e a sucção de dois solos do Rio Grande do Sul. Os resultados mostraram que o comportamento resiliente e sucção são diferenciados de acordo com o método de compactação e que independente do processo de obtenção da curva característica, observou-se que a sucção pode ser alterada significativamente com uma pequena variação da umidade.

Huang (2004) afirma que o aumento da tensão desvio em solos finos gera a diminuição do módulo de resiliência. Para solos granulares ocorre o oposto, no qual o

aumento da tensão desvio não apresenta uma grande influência, entretanto, o aumento da tensão confinante apresenta um ganho considerável.

Bonzanini (2011) em sua dissertação estudou o efeito do tamanho do CP no MR em quatros solos provenientes do estado do Rio Grande do Sul. Observou-se um pequeno aumento dos valores de MR quando ensaiado em CP maiores, entretanto para a areais não houve uma variação significativa do MR ensaiados em diferentes tamanhos de corpos-de-prova.

### **2.2.3 Variação da Umidade e efeito da Sucção**

Segundo Medina e Motta (2015), um dos principais parâmetros de controle em campo é através da umidade, porém a sucção é um fator esclarecedor do efeito da variação da umidade no comportamento de tensão-deformação dos solos. A sucção é usualmente dividida em dois componentes, a matricial e osmótica, porém a sucção matricial é o parâmetro mais importante para o estudo de solos não saturados. A sucção está relacionada a propriedades da matriz do solo como: tamanho e forma dos vazios, quantidade de água retida e tamanho das partículas (Delgado, 2007).

A condição de umidade do pavimento pode ser alterada devido a água da chuva e pela oscilação do lençol freático, através das trincas, juntas e poros da superfície do pavimento, e devido à má operação dos drenos verticais e horizontais (Medina, 1997). A variação positiva da umidade gera o decréscimo do módulo de resiliência, causando um aumento das deflexões e a redução da vida útil do pavimento (Elliott & Thornton, 1988).

Na pesquisa realizada por Haliburton (1971) foi verificado que para pavimentos recém construídos, o teor de umidade estava abaixo da ótima e foi aumentando vagarosamente até o equilíbrio de 1,3x o limite de plasticidade do solo. A variação do teor de umidade também foi estudada por Vaswani (1975), utilizando uma sonda nuclear foi possível verificar que o teor de umidade cresce até um certo nível, após esse nível, a variação da umidade diminui e se mostram dependentes da temperatura.

O estudo realizado por Elliott e Thornton (1988) com os dados de uma pista experimental do Departamento de Transportes de Illinois observou-se que as variações das deflexões ao longo do ano foram devido a variação sazonal do MR no solo do subleito. Os autores sugerem uma abordagem que o solo de subleito deve ser analisado em um período do ano representativo em termos de condições de umidade.

Em São Paulo, Villibor (1981) com o objetivo de estudar a variação da umidade na base de pavimento com solos lateríticos arenosos finos, de forma geral, o teor de umidade se mostrou abaixo da umidade ótima, independente dos períodos de chuva. Na camada superior da base, entre 0 e 5cm, a umidade apresentou valores inferiores a 80% da umidade ótima. Na parte inferior, entre 5 e 15cm, a umidade variou entre 80 e 100%.

Em 1993, a AASHTO lançou o *Guide for the Design of Pavement Structures* com o procedimento para avaliar a variação sazonal da umidade, dividindo o ano entre 12 e 24 períodos, sendo designado um valor de MR para cada período. Cada valor de MR é utilizado para determinar um fator de redução. Neste procedimento, o fator é usado para obter um valor de MR de projeto.

Li e Selig (1994) afirmam que o estado físico do solo pode ser alterado pelo efeito da compactação causada pelo tráfego, e que o teor de umidade e densidade seca variam de diferentes formas durante a vida útil do pavimento. Khogali & Anderson, (1996) conduziram um estudo com o FWD, na região de Alberta-EUA, por meio de uma retroanálise, os pesquisadores puderam concluir que o MR reduziu bruscamente no período de degelo, no verão houve uma recuperação gradual da resiliência do solo. Os autores afirmam que através dos dados do FWD, é possível quantificar as variações sazonais de umidade que afetam o subleito.

Noureldin (1994) utilizou o FWD para avaliar a umidade nos subleitos, em uma das avaliações, foi possível observar uma redução de 35% do MR em um período de intensas chuvas na região.

No programa experimental realizado por Mohammad *et al.*, (1995) foram ensaiados uma argila siltosa (A-7-6) e uma areia (A-3) compactadas no ramo seco, ótimo e úmido da curva compactação no proctor Normal. A areia apresentou maiores MR no ramo seco e úmido, porém na análise estatística realizada, a variação do MR com o aumento da umidade foi insignificante. Para o solo argiloso houve uma diminuição do MR com o acréscimo de umidade devido ao aumento da pressão da água intersticial, de acordo com os autores, o aumento da pressão dos poros diminuem as tensões efetivas e a resistência ao cisalhamento.

Bernucci (1997) buscou simular as condições de campos para diferentes tipos de solos, classificados pelo MCT como LA, LA' e LG'. A autora verificou que para solos argilosos lateríticos a imersão durante 4 dias em água, que simula a saturação do solo tem pouca influência no módulo de resiliência, pois os vazios existentes no solo encontram-

se em grande parte preenchidos por água, entretanto a perda parcial da umidade produz um efeito significativo no MR.

Em 1999, Gonçalves avaliou a influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência para solos argilosos, verificou-se que o MR é influenciado pela tensão desvio. Os CPs que passaram por ciclos de secagem e umedecimento alcançaram valores de MR menores e maiores quando comparado com o teor ótimo, fato também observado em CPs moldados baixo e acima do teor ótimo. Foi observado também uma perda de 0,25% de umidade durante a moldagem e 0,05% após a embalagem e armazenamento. A secagem por 48h resultou no acréscimo de 54% nos valores de MR, os solos compactados na  $\omega_{ot} - 2\%$  apresentaram valor de MR 67% maiores dos ensaios na umidade ótima.

Yang *et al.*, (2006) analisaram o efeito da variação da umidade pós compactação no ensaio de módulo de resiliência. O método do papel filtro foi utilizado para determinar a sucção total e matricial de dois solos coesivos. Os resultados mostraram que houve uma correlação entre o MR e a sucção matricial, sendo considerado o parâmetro chave para prever o módulo de resiliência em subleitos coesivos. A combinação de um alto teor de umidade do subleito com uma baixa energia de compactação resulta em reduções acentuadas do MR.

Na tese de doutorado de Takeda (2006) verificou-se a influência da granulometria sobre o módulo de resiliência, com uma tendência de aumento do MR com uma maior quantidade de finos. Os solos com comportamento lateríticos apresentaram maiores valor de MR quando comparado com solos não lateríticos, além de terem uma tendência a desenvolverem níveis de sucção maior. A trajetória de secagem produz um aumento do MR, quanto menor a umidade maior é o MR. Em contraposição, o ciclo de umedecimento do CP gera a redução do MR, porém menor para solos com comportamento lateríticos.

O estudo realizado por Kim & Kim (2007) com quatro solos arenosos-siltosos-argilosos e sete solos siltosos argilosos no estado de Indiana, nos Estados Unidos. Foi avaliado a influência da umidade e o comparativo entre os procedimentos completos e simplificados para a obtenção do MR de acordo com a norma T-292 (AASHTO, 1991). A utilização do ensaio simplificado se correlaciona com o procedimento tradicional, podendo reduzir significativamente o tempo de ensaio com uma precisão razoável. Os maiores valores de MR foram observados nas amostras secas de solos arenosos-siltosos-argilosos devido a sucção, enquanto os maiores valores de MR para solos siltosos-argilosos foram observados no ponto seco e ótimo, de acordo com os autores, os menores

valores obtidos nas amostras úmidas podem ser utilizados como o limite de MR na primavera.

Marmitt *et al.*, (2010) avaliaram a influência da umidade em três britas graduadas (graníticas e basálticas). As composições que tiveram uma baixa porcentagem de finos não puderam ser analisadas na umidade acima da ótima, devido à dificuldade durante a moldagem dos CPs, os autores afirmam que a presença de finos é de extrema importância para os ensaios de MR.

Ng *et al.*, (2013) utilizaram um equipamento triaxial com a sucção controlada e para aumentar a precisão das medições, foi instalado um sensor de efeito hall para monitorar as deformações radiais e axiais. Foi notado que o MR aumenta com o número de ciclos quando o solo contrai, entretanto quando há a dilatação do solo, o MR diminui. Quando a sucção aumenta, a resposta do solo tende a mudar de contrativa para dilatante. Além disso, o MR é altamente dependente do estado de tensões, e tende a diminuir com os ciclos, devido a não linearidade do comportamento tensão-deformação do solo.

Vanapalli & Han (2014) focaram em uma revisão do estado da arte para interpretar e prever a variação do MR em relação as variações de umidade sazonais do teor de umidade e da sucção do solo. Várias abordagens são propostas na literatura, sendo caracterizadas em três grupos: (1) relações empíricas, (2) modelos construtivos incorporando a influência de sucção em outros tensores de tensão e (3) modelos construtivos que se estendem a abordagem variável do estado de tensão. Os autores sugerem uma forte relação entre a curva característica e o MR, sugerindo usar a curva característica como uma ferramenta na previsão de MR.

Chu (2020) afirma que é crucial fornecer a melhor previsão do módulo de resiliência devido à grande contribuição do solo de subleito nas rodovias. Os principais pontos apresentados são que devido às condições ambientais, os solos não saturados estarão sujeitos as variações sazonais do teor de umidade. O MR mostrou ter uma tendência crescente com o aumento da umidade até o teor ótimo, entretanto, após esse ponto, há uma tendência no decréscimo. No ciclo de umedecimento-secagem, o MR mostra uma tendência de queda. Os modelos matemáticos que incorporam a curva característica, propriedades físicas e sucção matricial pode ser mais abrangente para prever o módulo de resiliência para solos não saturados.

Lim *et al.*, (2022) afirmam que em condições não saturadas, o efeito da sucção matricial no comportamento do módulo de resiliência e CBR é crucial. Foram realizadas análises de laboratório no ramo seco e saturado, os resultados mostram que o MR no ramo

saturado é “frágil”, e uma mudança de 3,5% no teor de umidade no ramo seco causa uma variação drástica no MR. A tomografia computadorizada revelou um aumento do volume de vazios com a umidade, e os solos compactados no ramo seco produzem agregações distintas.

Oliveira (2022) estudou a influência da variação de umidade pós-compactação no comportamento mecânico de três solos de subleito. Os corpos de prova compactados na umidade ótima foram submetidos a saturação ou secagem ao ar. A autora verificou que a secagem dos solos resultou no aumento do MR e diminuição da DP devido ao efeito da sucção, entretanto, o aumento da umidade resultou no aumento significativo das deformações permanentes. Foi observado por meio do *software* MeDiNa que o acréscimo de umidade resulta no aumento da porcentagem de área trincada recomendada pelo programa antes do fim da sua vida útil do pavimento.

Kern (2022) estudou as variações de umidade de compactação de +1% e -2% em relação ao teor ótimo, para os ensaios de MR e DP. Os resultados mostraram que a sucção matricial é um parâmetro fundamental para compreender os solos não saturados, verificando que quanto maior a sucção matricial, maior é o MR e a resistência a deformações plásticas. O aumento da energia de compactação interfere diretamente na maior resistência a deformações, resultando também no rearranjo das partículas. As variações de umidade podem reduzir significativamente a capacidade estrutural dos pavimentos, e compactar solos acima do teor ótimo de umidade tem um efeito prejudicial quanto as deformações plásticas e permanentes.

## **2.3 Rodovia BR-319/AM**

### **2.3.1 Breve Histórico**

A rodovia BR-319/AM foi construída no governo militar, durante a década de 70 e 80, promovendo a ligação terrestre de 885 km entre as cidades de Manaus e Porto Velho e o desenvolvimento econômico da região. De acordo com (Fearnside & Graça, 2009), a política governamental da época estabelecia que as rodovias fossem construídas sem o revestimento asfáltico e no decorrer dos anos, seriam revestidas, caso houvesse um tráfego relevante, entretanto, a BR-319 foi uma exceção, pois a rodovia recebeu o revestimento asfáltico durante a construção.

Durante a execução da obra, ocorreram diversas dificuldades, devido a inúmeras áreas inundáveis, com a presença de cursos d'água, ausência de material rochoso,

elevados níveis pluviométricos, além disso, a urgência era tanta que a estrada foi construída durante o período de chuva. Devido à enorme precipitação, utilizaram a técnica de aplicar quilômetros de lona afim de proteger a estrutura do pavimento durante as etapas de implementação (Neto & Nogueira, 2016 ; Fearnside & Graça, 2009).



Figura 2.9 - Construção da rodovia BR-319 (Revista Manchete, 1973).

Devido as condições físicas do local, a falta de manutenção, excesso de peso dos veículos e as altas precipitações, a rodovia passou a ser intrafegável após uma década da sua construção, com uma sequência de buracos mais danosos aos veículos do que seria em uma estrada sem pavimento.

A reconstrução da rodovia foi planejada e adiada repetidamente. Atualmente a rodovia apresenta dois trechos pavimentados, do km 0 (Início do Segmento) ao km 198 e do km 622 BR-319/AM/RO ao km 64,90 da BR-319/RO, conforme apresentado na Figura 2.10.



Figura 2.10 - Mapa da BR-319 entre Manaus e Porto Velho (Ministério da Infraestrutura, 2021).

O Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT) trabalha na reconstrução dos 52 quilômetros, conhecido como lote C (km 198 ao 250). Em julho de 2022, o DNIT recebeu a licença prévia ambiental emitida pelo Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (Ibama) para o trecho do meio, com 405 quilômetros de extensão.

### **2.3.2 Características da região**

A região norte do Brasil possui grandes áreas de florestas preservadas, devido à elevada umidade e temperatura, a cobertura vegetal da região é complexa e heterogênea, com áreas de vegetação litorânea, cerrado, campos e a floresta Amazônia. O estado do Amazonas é ocupado pela floresta Amazônica, que abrange cerca de 80% do território, formada pela presença de dois grandes domínios: Floresta ombrófila densa das terras baixas e a Floresta ombrófila aberta. A principal diferença entre a floresta aberta e a densa é a maior existência entre os espaços entre as árvores, com uma maior presença de bambus, cipós e palmeiras, mas com uma formação florestal semelhante.

Um dos fatos importantes no estado norte é a presença da bacia hidrográfica amazônica, cobrindo mais de 6 milhões de km<sup>2</sup>, sendo a maior do mundo em termos de volume de água transportado para os oceanos (Meade, 2008). Nesta bacia está o rio transfronteiriço do Amazonas, que ao cruzar a fronteira do Brasil, recebe o nome de rio Solimões, sendo uma das principais vias de transporte da região Norte.

A Amazônia por estar situado na região equatorial possui um clima quente e úmido. Durante o ano há uma variação da amplitude térmica entre 28°C até 40°C, no verão os ventos alísios vindos do Sudeste propiciam altas temperaturas seguidas de fortes chuvas. Em quase toda a região, as chuvas se distribuem com uma regularidade relativa pelo ano.

As temperaturas mais altas correm entre julho e dezembro, com médias superiores a 28°C. O período de maior precipitação é entre janeiro e abril. Os índices pluviométricos da região são em torno dos 2300 mm/ano, que gera impactos importantes sobre a fauna, flora e os rios (Marengo & Nobre, 2009; Franca & Mendonça, 2016).

### **2.3.3 Tráfego**

O estudo de tráfego da rodovia tem como objetivo determinar a projeção de veículos através de métodos sistemáticos de coleta. Essa projeção é relevante importante para o cálculo do número de solicitações de um eixo padrão (número N) e verificação da compatibilidade do nível de serviço estabelecido com as características projetadas.

Como alternativa a BR-319/AM, há um trecho de hidrovia com 1.060km no rio madeira, ligando Porto Velho e a foz, em Itacoatiara (AM). Durante o período de seca, aparecem diversos obstáculos para a navegação, como bancos de areia e pedras. Apesar de não interromperem a navegação, aumentam os riscos e o tempo de viagem.

De acordo com a Trafecon Engenharia (2020), atualmente a rodovia apresenta um baixo fluxo de veículos e uma expectativa de crescimento econômico pequeno, e considerando os horizontes de projeto o número N da rodovia variam entre  $5,37 \times 10^6$  e  $1,30 \times 10^7$  de acordo com o período de projeto e a metodologia utilizada.

Tabela 2.4 - Número N da rodovia BR-319/AM (Trafecon Engenharia, 2020).

Período de Projeto	USACE	AASHTO
N10 anos	5,37E+06	1,37E+06
N15 anos	8,93E+06	2,29E+06
N20 anos	1,30E+07	3,32E+06

#### 2.3.4 Pedologia

No estado do Amazonas, os Argissolos compreendem cerca de 45% da área do estado, com 703mil km<sup>2</sup> de extensão. Os Latossolos correspondem a 26% da área, sendo os Latossolos Amarelos os mais predominantes, com 18% da área total (IBGE, 2001). A rodovia BR-319/AM está localizada no domínio geomorfológicos denominado por baixos platôs da Amazônia Centro-Oriental e são caracterizados por terrenos baixos, com cotas inferiores a 200m, recobertos de mata de terra firme. No geral são Argissolos são compreendidos por solos minerais, sendo diferenciados dos Latossolos pela alta diferenciação de classe de textura entre os horizontes A e B, apresentando uma textura mais arenosa no horizonte superficial e são suscetíveis aos processos de erosão (Maia & Marmos, 2010). A classe de Latossolos apresentam uma sequência de horizontes A e B, com espessuras superiores a 2m. Na fração de argila predominam os argilominerais 1:1 como a caulinita e óxidos de ferro (goethita e hematita). A fração de areia é compreendida principalmente por minerais de quartzo (Manzatto *et al.*, 2002; Marques *et al.*, 2004).



Figura 2.11 – (a) Perfil típico de Latossolo Amarel (b) Perfil típico de Argissolo (Maia e Marmos, 2010).

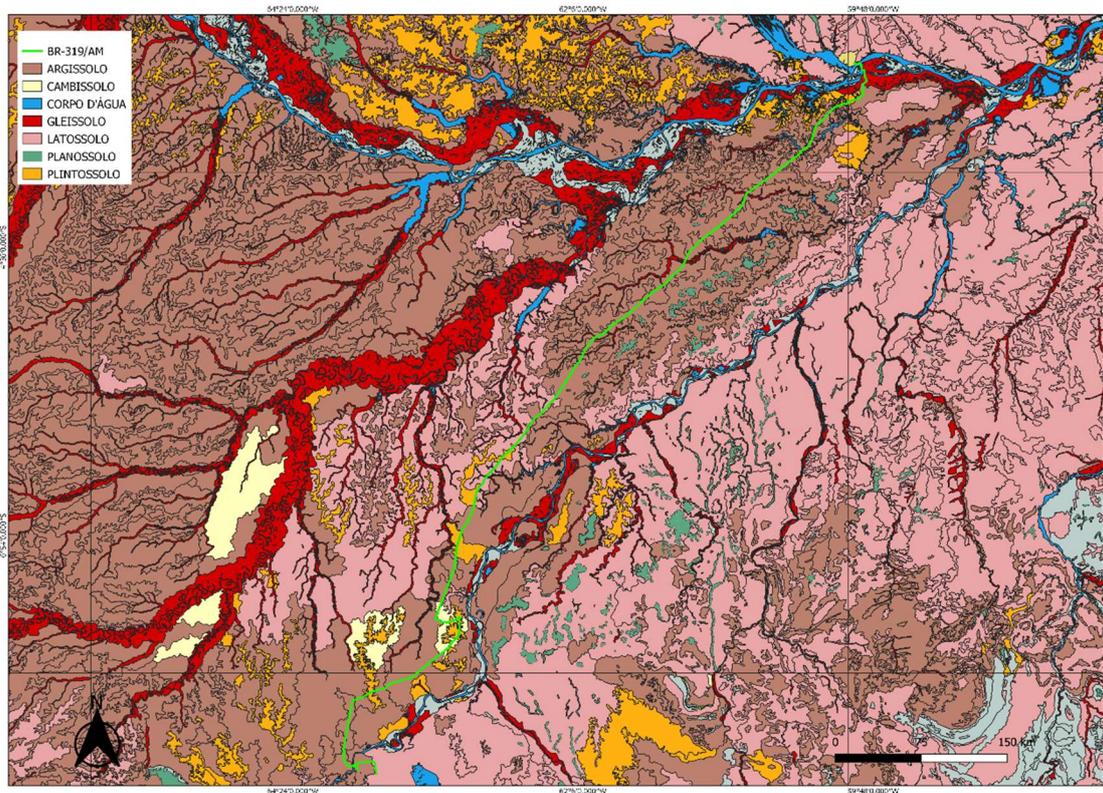


Figura 2.12 - Mapa Pedológico da rodovia BR-319/AM

### 2.3.5 Estudos realizados no Amazonas

No estado do Amazonas poucas pesquisas foram realizadas visando a caracterização física, química ou mecânica dos solos na região, mostrando a escassez de trabalhos que buscam entender o comportamento e gerar um melhor entendimento das características e propriedades dos solos típicos da Amazônia. A Universidade Federal do Amazonas produz diversos estudos na região, entretanto poucos estudos são voltados para a geotecnia com ênfase em pavimentação. Devido a esse fato, serão também apresentadas

pesquisas que utilizaram o solo para outros fins geotécnicos, visando copilar as informações dos solos locais.

A tese de Vertamatti (1988) foi um marco para os estudos na região, estabelecendo padrões de comportamento geotécnico, critérios de MCT e resiliência, adaptando a seleção adequada dos materiais, visando o uso racional nos pavimentos. O tratamento e análise de dados dos solos superficiais da região que apresentam baixa porcentagem de areia grossa e média, uma considerável presença de areia fina, com plasticidade mediana não seguem as tendências usuais de materiais de clima temperado. Conforme mencionado anteriormente, a tese apresentou uma nova estruturação da metodologia MCT, para solos transicionais, que visa representar e distinguir a natureza genética dos solos amazônicos. Os processos de molhagem e secagem mostraram a sensibilidade mutacional favorável desses solos, causando alterações na classificação MCT e melhorias no MR.

Silva (2013) verificou a reutilização do resíduo fresado para aplicação em base estabilizada granulometricamente em revestimentos asfálticos na cidade de Manaus. O solo de referência apresentou baixa capacidade de suporte e alta plasticidade. As misturas de fresado com solo com adição de 2% e 4% atingiram o valor de CBR de 145%, com valores de MR em torno de 8000 MPa. Do ponto de vista das propriedades mecânicas, as misturas mostraram ter uma expectativa favorável para aplicação como revestimento ou camada de base.

Tabela 2.5 - Características do solo estudado por Silva (2013).

Energia	LL(%)	LP(%)	IP(%)	Dens.Real (g/cm <sup>3</sup> )	Dens.Máx Seca (g/cm <sup>3</sup> )	Teor de Umidade Ótima	% de Pedregulho	% Areia	% de Silte	% de Argila
Modificada	76,5	43,16	33,35	2,68	1,47	29,20%	0,00	12,11	4,81	83,08

Oliveira (2014) pesquisou o arrancamento de geogrelha no solo coletado no campus da Universidade Federal do Amazonas (UFAM), classificado como latossolo argiloso amarelo. A mistura de solo com 60% de areia apresentou melhores resultados quanto às características geotécnicas.

Tabela 2.6 - Características do solo estudado por Oliveira (2014).

Energia	LL(%)	LP(%)	Dens.Real (g/cm <sup>3</sup> )	Dens.Máx Seca (g/cm <sup>3</sup> )	Teor de Umidade Ótima	% de Pedregulho	% Areia	% de Silte	% de Argila
Normal	45	71	2,57	1,31	36,2%	0,00	9,8	10,9	79,1

Lima (2015) estudou a utilizando de argilas de várzea como fluido estabilizante em perfurações de poços tubulares. Foram coletadas 5 amostras de argilas em diferentes

locais de Manaus. No ensaio de Fluorescência de Raios-X, foi verificado que os óxidos de SiO<sub>2</sub> e Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> compõem mais de 70% das amostras.

Tabela 2.7 - Características das argilas de várzea estudadas por Lima (2015).

Amostra	LL(%)	LP(%)	IP(%)	Dens.Real (g/cm <sup>3</sup> )	% Areia Grossa	% Areia Média	% Areia fina	% de Silte	% de Argila
1	45,35	24,19	21,16	2,73	0,1	2,3	38,4	20,9	38,3
2	45,80	24,35	21,45	2,72	0,0	0,1	13,5	40,4	46,0
3	47,40	31,69	15,71	2,50	3,9	18,4	15,3	11,3	51,0
4	50,83	31,22	18,61	2,72	1,9	2,0	7,2	40,3	47,6
5	38,58	25,44	13,14	2,76	0,2	0,6	30,4	41,0	27,4

Dias (2016) realizou uma dissertação de mestrado com a reutilização do resíduo cerâmico (RC) como elemento constituinte de base e sub-base de pavimento utilizando um solo típico da cidade de Manaus. Apesar do RC apresentar dentro dos parâmetros estabelecidos por norma, a mistura de solo-resíduo não se apresentou viável para aplicação em base de pavimento. Ao adicionar 30% de areia, duas misturas alcançaram o CBR para base (ISC  $\geq$  80%) na energia modificada, todavia, foi verificado que no ensaio de MR que os melhores resultados foram obtidos na energia intermediária, devido ao menor esmagamento do RC.

Tabela 2.8 - Características do solo estudado por Dias (2016).

Energia	LL(%)	LP(%)	IP(%)	Dens.Real (g/cm <sup>3</sup> )	HRB	MCT Expedito	Dens.Máx Seca (g/cm <sup>3</sup> )	Teor de Umidade e Ótima	% de Pedregulho	% Areia	% de Silte	% de Argila
Intermediária	80,6	43,3	36,2	2,61	A-7-5	NG'	1,43	30,2	0,0	11,24	7,64	81,12

Almeida (2018) avaliou a estabilização de solo tropical argiloso com cimento e zeólita sintético (RC) como solução de pavimentação no Amazonas. O solo foi coletado nos bordos da estrada vicinal da rodovia AM-10, no município de Manaus. Trata-se de um solo siltoso, com baixa presença de argila. A caracterização Química-Mineralógica apontou o solo como tropical do tipo latossolo e essencialmente caulínico, sendo composto basicamente por SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>. De acordo com o autor, quando bem compactado, o solo tropical argiloso mantém boa capacidade de suporte em condições imersas, e os óxidos presentes contribuem para as reações pozolânicas. As condições de moldagem e cura são essenciais para garantir os efeitos dos aditivos, uma vez que o excesso de água reduz a intensidade das reações químicas que promovem a maior interação entre os grãos.

Tabela 2.9 - Características do solo estudado por Almeida (2018).

Energia	LL(%)	IP(%)	Dens.Real (g/cm <sup>3</sup> )	HRB	Classificação MCT	Classificação MCT-M	Dens.Máx Seca (g/cm <sup>3</sup> )	Teor de Umidade e Ótima	% de Areia	% de Silte	% de Argila
Intermediária	30,5	10,19	2,63	A-4	LG'	TA'G'	1,94	12,6	36,35	54,95	8,7

Baia (2019) pesquisou dois solos localizado na zona rural da cidade da Manaus, visando viabilizar a estabilização física de solos tropicais pedregulhosos com a utilização de emulsão asfáltica. Foi avaliado a composição química do solo, verificando uma maior presença de SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>. Nos índices pedológicos, as amostras são formadas por materiais muito intemperizados, indicando uma gênese latossólica. Na composição granulométrica, os solos tiveram um teor de areia maior que 45%, com a presença de pedregulhos (>14%), baixa presença de silte (<8%) e o teor de argila em torno de 25%.

Tabela 2.10 - Características do solo estudado por Baia (2019).

Solo	LL	LP	IP(%)	LC(%)	Dens.Real (g/cm <sup>3</sup> )	HRB	MCT	% de Pedregulho	% de Areia	% de Silte	% de Argila
A	38,7	26,9	11,8	25,79	2,63	A-2-6	LG'	20,9	45,44	7,99	25,6
B	39,5	27,2	12,26	26,91	2,62	A-2-6	LG'	14,48	46,83	6,67	27,2

O autor concluiu que foi possível identificar que as amostras de solos são quimicamente ricas em óxidos de ferro e alumínio, e por meio das imagens de MEV, foi possível afirmar que as amostras pertencem a horizontes lateríticos concrecionários. Por fim, a técnica de estabilização química se mostrou viável para aplicação de vias de baixo volume de tráfego.

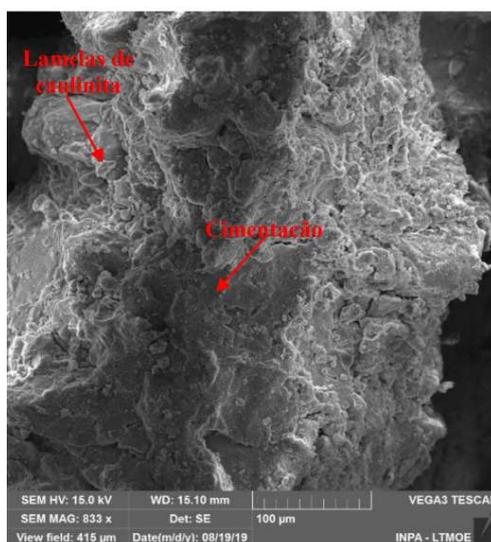


Figura 2.13 - Imagens de microscopia eletrônica por varredura – 500X (100µm) – Solo Natural (Dias, 2019).

## **2.4 Rodovia BR-156/AP**

### **2.4.1 Breve Histórico**

O estado do Amapá é umas das 27 unidades federativas do Brasil, com uma história ampla com acontecimentos ligados à conquista de terras, que acentuaram com a descoberta de ouro em Calçoene, em 1894. O estado tem uma posição estratégica, com limites o estado do Pará (a oeste e sul), a Guiana Francesa (a norte), o oceano atlântico (a leste) e o Suriname (a noroeste), além de ser a entrada do Amazonas. As reservas minerais do estado estão em processo de exploração, e o estado oferece excelentes condições para a indústria de reflorestamento (Sarney & Costa, 2004).

A BR-156/AP é uma rodovia longitudinal, atravessando o estado do Amapá, parte de Laranjal do Jari, na divisa com o Pará e segue até o Oiapoque, fronteira com a Guiana Francesa. Dos 815km da rodovia, cerca de 350km ainda não foram pavimentados. Até 20 anos atrás, as comunidades da cidade de Laranjal do Jari e Água Branca do Cajari tinham comunicação com Macapá apenas por via fluvial, essa ligação para a capital constitui uma importante rota de acesso para o sul do Amapá.

### **2.4.2 Características da Região**

O estado do Amapá possui uma área de aproximadamente 143,4mil km<sup>2</sup>, compostos por grande parte por floresta densa de mata firme (71,8%), em termo de proteção florestal, o estado é considerado o mais preservado do país (Rabelo, 2004). Segundo o IBGE (2011), a capital do estado está atraindo os imigrantes em busca de oportunidades, causando um aumento da população de 50% em relação a 2001, isso requer um investimento em infraestrutura, planejamento urbano e defesa civil (Paulo & Tavares, 2014).

O estado apresenta dois tipos climáticos, com curtos períodos de seca. O clima de região de Macapá e entorno é classificado como Equatorial Úmido, o restante da região como Quente Equatorial Úmido. A temperatura média do estado varia entre 20°C e 36°C. A precipitação anual média varia de acordo com a localização, diminuindo significativamente do litoral para o interior (Batista *et al.*, 2015).

Na capital registra uma média de 3250mm ao ano, enquanto a cidade Serra do Navio, recebe em média 2250mm anuais, isso devido as condições atmosféricas e oceânicas favorecem a formação de nuvens na costa (Oliveira *et al.*, 2010). Entre os

meses de fevereiro a maio, chove mais de 50% do volume anual, acarretando diversos alagamentos, fortes cheias e processos erosivos.

O relevo do Amapá é marcado pelo Planalto das Guianas. As maiores altitudes da região são encontradas na Serra da Lombada (centro-oeste amapaense) e na Serra do Tumucumaque, na fronteira com a Guiana Francesa (Ribeiro, 2017). De acordo com o Serviço Geológico do Brasil - CPRM (2013), o estado do Amapá é formado três relevos, sendo eles as planícies litorâneas, propensas a inundações. O Baixo Planalto Terciário, com planaltos relativamente elevados e os Planaltos Cristalino, predominante no estado, com serras, colinas e morros.

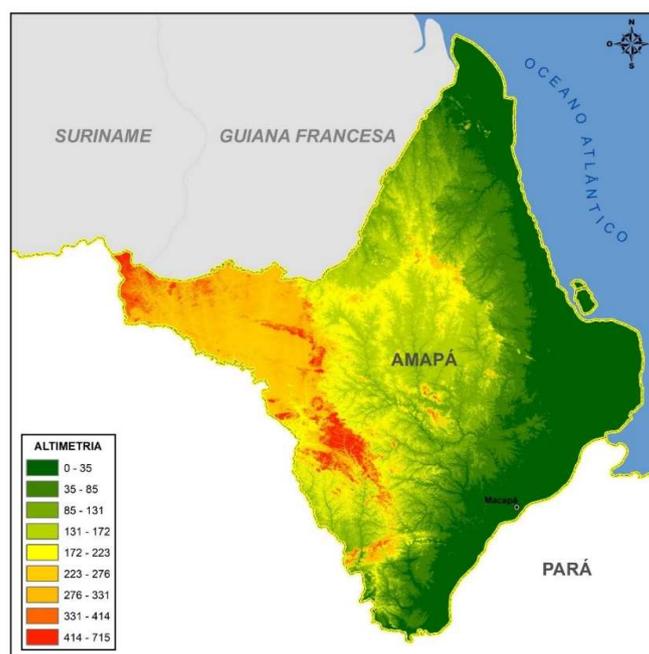


Figura 2.14 - Altimetria do estado do Amapá (Codevasf, 2021).

### 2.4.3 Tráfego

De acordo com a Traficon Engenharia (2020), assim como a BR-319/AM, a BR-156/AP apresenta um baixo fluxo de veículos e uma expectativa de crescimento econômico pequeno. Para o número N da rodovia, utilizou-se o maior valor encontrados nos sub-trechos (lotes), considerando os horizontes de projeto o número N varia entre  $5,37 \times 10^6$  e  $1,30 \times 10^7$  de acordo com o período de projeto e a metodologia utilizada.

O Manual de Pavimentação do DNIT estabelece que para esse volume de tráfego, e independente do horizonte de projeto, a espessura mínima de CBUQ seria de 5cm, suportando as solicitações do tráfego e diminuindo os impactos financeiros dos programas de manutenção e conserva.

Tabela 2.11 - Número N – BR-156/AP (Traficon Engenharia, 2020).

Período de Projeto	USACE	AASHTO
N10 anos	1,03+06	4,15E+05
N15 anos	1,67E+06	6,73E+05
N20 anos	2,42E+06	9,73E+05

#### 2.4.4 Pedologia

Os solos predominantes do estado do Amapá são os Latossolos vermelho-amarelo, que ocupam cerca de 48,8% do estado, estes solos ocorrem em relevos planos, suavemente planos e ondulados. Geralmente ocorrem em locais bem drenados, além de serem profundos e uniformes. Os argissolos vermelho-amarelo correspondem a uma área de 15,9%, estes solos apresentam horizontes de acumulação de argila, suas cores são devido à presença de hematita, goethita e óxidos de ferro. São solos profundos, bem estruturados e drenados (Embrapa, 2006; Lepsch, 2016; CODEVASF, 2021).

Tabela 2.12 - Classes de solos, Estado Do Amapá (CODEVASF, 2021).

Classe	Total (km <sup>2</sup> )	%
Latossolos Vermelho-Amarelos	68.890	48,48
Argissolos Vermelho-Amarelo	22.632	15,93
Gleissolos Háplicos	19.637	13,82
Latossolos Amarelos	16.100	11,33
Plintossolos Pétricos	5.256	3,70
Gleissolos Sálícos	3.522	2,48
Água	2.588	1,82
Neossolos Litólicos	2.448	1,72
Plintossolos Háplicos	1.026	0,72

# CAPÍTULO III

## 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritos os principais aspectos da metodologia utilizada na pesquisa durante a fase experimental, assim como os resultados das características físicas e mecânicas dos materiais estudados.

Os métodos de ensaios foram executados de acordo com normas nacionais do Departamento de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

### 3.1 Materiais

Os materiais ensaiados foram coletados na rodovia BR-319/AM e BR-156/AP. No total, 19 materiais foram caracterizados mecanicamente e fisicamente. Foram ensaiados cerca de 450kg de solos. Ao todo, a dissertação contempla a realização 19 ensaios de granulometria, sendo 14 com sedimentação, 14 ensaios de densidade real dos grãos, 19 ensaios de limites de Atterberg, 3 ensaios de estimativa do teor de cal pelo método do pH, 3 ensaios de expansibilidade, 19 ensaios de classificação MCT, 5 ensaios de classificação MCT Expedito e por fim 57 ensaios de módulo de resiliência, com diferentes energias de compactação, estabilizações químicas e físicas, conforme apresentado na Figura 3.1. Devido a disponibilidade de material, os ensaios de módulo de resiliência não foram realizados em triplicadas.

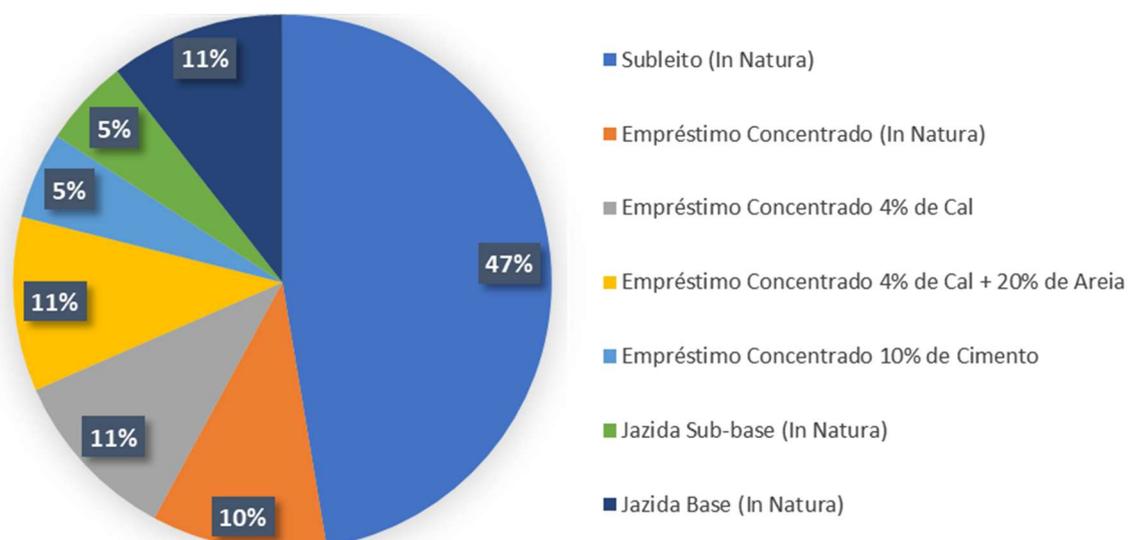


Figura 3.1 - Porcentagem de cada solo estudado na dissertação

### 3.2 Ensaios

Após a coleta dos materiais, as amostras foram transportadas e ensaiadas no laboratório de solos da Trafecon Engenharia, no Distrito Federal.

Foram utilizadas duas classificações de solos para essa pesquisa: o Sistema Rodoviário de Classificação (*Transportation Research Board - TRB*) adotado pela AASHTO, e a metodologia de classificação MCT na fração fina do solo. Em determinados casos, foram realizadas também as classificações MCT pelo método expedito, com o objetivo de comparar a classificação MCT definida pelos dois métodos.

Ensaios tradicionais também foram realizados, como: Limites de Atterberg, densidade real dos grãos, granulometria por peneiramento ou sedimentação e a curva de compactação no molde tripartido. Complementarmente foram realizados os ensaios de expansibilidade e estimativa do teor de cal pelo pH para os solos de empréstimo concentrado da BR-319/AM. A Tabela 3.1 apresenta as normas utilizadas para cada ensaio realizado.

Tabela 3.1 - Ensaios e normas utilizadas

Propriedades/Parâmetros	Norma
Limite de liquidez	DNER-ME 122/94
Limite de plasticidade	DNER-ME 082/94
Densidade real	DNER-ME 093/94
Expansibilidade	DNIT 160/2012-ME
Análise granulométrica	DNER-ME 051/94
Estimativa do teor de cal pelo pH	DNIT 419/2019-ME
Mini-MCV	DNER-ME 258/9
MCT Expedito	-
Módulo de resiliência	DNIT 134/2018-ME
Módulo de resiliência – Material estabilizado quimicamente	DNIT 181/2018-ME

A seguir são apresentadas a sequência das atividades realizadas:

- Coleta e transporte das amostras para o laboratório em Brasília;
- Seleção dos solos, de acordo com a aplicação na rodovia;
- Caracterização das propriedades físicas e mecânicas dos solos, utilizando metodologias tradicionais, como: CBR, Expansão, Granulometria, Limite de Liquidez e Plasticidade;

- Realização de ensaios complementares como a classificação MCT, granulometria por sedimentação, expansibilidade, estimativa do teor de cal e expansibilidade (quando aplicável);
- Ensaio de compactação no molde tripartido 10x20cm para a determinação do teor ótimo de umidade;
- Realização do ensaio dinâmico de módulo de resiliência.

### 3.2.1 Ensaio de módulo de resiliência

Na presente pesquisa, foi utilizado o triaxial dinâmico da fabricante Owntec, modelo MS 151. Para a realização do ensaio de módulo de resiliência foi utilizada a norma DNIT 134/2018-ME e para a mistura estabilizada com 10% de cimento, foi aplicada a norma DNIT 181/2018-ME. As compactações dos solos foram executadas de forma manual no molde tripartido de 10cm de diâmetro e 20cm de altura. A energia de compactação foi estabelecida de acordo com o anexo D da norma, utilizando um soquete com altura de queda de 45,7cm e peso de 4,53kgf, variando apenas o número de golpes por camada, de acordo com a energia de aplicação para cada material.

Tabela 3.2 - Energia utilizada no molde tripartido

Energia	Nº de camadas	Altura de queda	Peso do soquete	Nº de golpes por camada
Normal - 6 kgf.cm/cm <sup>3</sup>				5
Intermediária - 13 kgf.cm/cm <sup>3</sup>	10	45,7cm	4,536 kgf	10
Modificada – 27,3 kgf.cm/cm <sup>3</sup>				21

A seguir são relatados de forma resumida a série de passos para a realização do ensaio. O processo se inicia com a obtenção de umidade higroscópica, com isso é possível calcular a umidade total da amostra e a massa específica seca. Feito isso, os solos são pesados 3 bandejas com 4kg. É adicionado a água, variando em 2% a partir do primeiro ponto, em seguida, o material é homogeneizado e colocado em um saco plástico hermeticamente fechado e armazenado em câmara úmida durante no mínimo 12h.

Após as 12h, é iniciado o processo de compactação no molde tripartido devidamente lubrificado nas laterais para facilitar o processo de desforma e evitar que não tenha material agregado nas formas. A compactação é efetuada em 10 camadas uniformes. Na sequência é feita a escarificação de cada camada para garantir a aderência entre elas.

Ao final da compactação o CP é rasado com uma faca, para garantir ao máximo que a face superior esteja plana e posteriormente o solo é deformado e pesado para verificar a massa específica seca e por último o CP é encaminhado para o equipamento triaxial.

A preparação no equipamento é relativamente simples, o primeiro processo é a inserção da membrana de borracha no CP, em seguida é posicionado na base do equipamento, inserindo uma pedra porosa e um papel filtro no topo e base. Na sequência posiciona-se o cabeçote com os LVDTs e fixado dois anéis de borracha para prender a membrana. A partir de então é posicionada a câmara triaxial e o ensaio é iniciado.

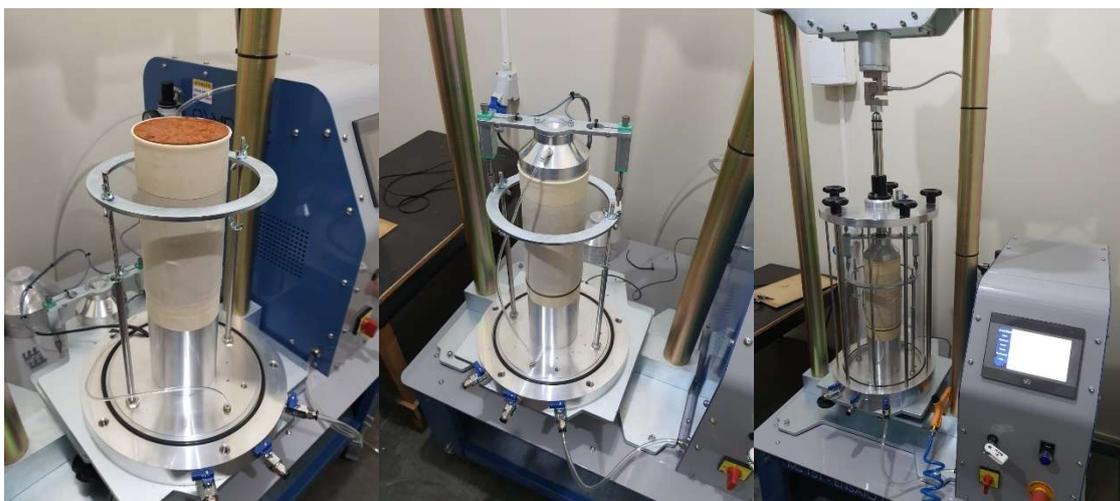


Figura 3.2 - Equipamento Triaxial

O ensaio triaxial de módulo de resiliência é realizado com uma frequência de carga na tensão desvio ( $\sigma_d$ ) é de 1Hz (60 ciclos por segundo), com uma duração de pulso de carga de 0,1 segundos e 0,9 segundos de repouso. O ensaio tradicional composto pelos 3 pares de condicionamento, aplicado com a finalidade de eliminar as deformações plásticas excessivas iniciais e ajustar o cabeçote ao CP (Lima, 2020).

A etapa de condicionamento corresponde a 1500, sendo a etapa mais longa do ensaio. O ensaio propriamente dito é realizado com 18 pares de tensão, com um número mínimo de 10 ciclos por par. A determinação do módulo de resiliência depende da variação da deformação resiliente de cada ciclo, quando os últimos 5 ciclos atingem uma variação menor de 5%, o módulo é determinado de forma automática pelo equipamento.

Tabela 3.3 - Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência

<b>Ciclo de Condicionamento</b>			
$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_1/\sigma_3$	Nº de Ciclos
0,070	0,070	2	500
0,070	0,210	4	500
0,105	0,315	4	500
<b>Determinação do Módulo de Resiliência</b>			
$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_1/\sigma_3$	Nº de Ciclos
0,020	0,020	2	Mínimo 10
	0,040	3	
	0,060	4	
0,035	0,035	2	
	0,070	3	
	0,105	4	
0,050	0,050	2	
	0,100	3	
	0,150	4	
0,070	0,070	2	
	0,140	3	
	0,210	4	
0,105	0,105	2	
	0,210	3	
	0,315	4	
0,140	0,140	2	
	0,280	3	
	0,420	4	

A norma DNIT 134/2018-ME admite uma alteração da quantidade de pares de tensão para materiais de subleito, em que o ciclo de condicionamento é feito com apenas 1 par de tensão de 500 ciclos. O ensaio propriamente dito com 12 pares de tensão, conforme a Tabela 3.4. Nesta pesquisa todos os materiais de subleito utilizaram desse estado de tensão particular da norma.

Conforme mencionado anteriormente, para o solo estabilizado com cimento foi aplicada a norma DNIT 181/2018-ME. A frequência das cargas permanece a mesma (1Hz), porém não há a aplicação da tensão confinante e são utilizadas apenas 5 sequências de 50 ciclos.

Tabela 3.4 - Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência para solos de subleito

<b>Ciclo de Condicionamento</b>			
$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_1/\sigma_3$	Nº de Ciclos
0,070	0,070	2	500
<b>Determinação do Módulo de Resiliência</b>			
$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_1/\sigma_3$	Nº de Ciclos
0,020	0,020	2	Mínimo 10
	0,040	3	
	0,060	4	
0,035	0,035	2	
	0,070	3	
	0,105	4	
0,050	0,050	2	
	0,100	3	
	0,150	4	
0,070	0,070	2	
	0,140	3	
	0,210	4	

Tabela 3.5 - Tensões verticais para determinação do módulo de resiliência

<b>Sequência</b>	<b><math>\sigma_1</math> (MPa)</b>	<b>Número de Aplicação de Carga</b>
1	0,1	50
2	0,2	
3	0,3	
4	0,4	
5	0,5	

O módulo de resiliência linear foi obtido com a médias dos pares de tensão. O módulo de resiliência não linear foi determinado através dos modelos apresentados nas Equações 2.3, 2.4 e 2.5. Com o objetivo de avaliar a variação da umidade nos solos, os 3 pontos da curva de compactação foram ensaiados no triaxial, no qual houve um acréscimo de 2% de umidade em cada CP. Com exceção do Subleito da BR-319/AM, todos os materiais foram ensaios em 3 condições de umidade:  $\omega_{ot} - 2\%$  (CP1),  $\omega_{ot}$  (CP2) e  $\omega_{ot} + 2\%$  (CP3).

A norma DNIT 134/2018-ME recomenda a realização de três corpos de prova em condições iguais de umidade e densidade (ensaio em triplicata), todavia, devido a indisponibilidade de material, na presente pesquisa não foi possível realizar os ensaios em triplicata.

### 3.3 Caracterização dos solos da BR-319/AM

Assim como o estado do Acre, o solo da região da BR-319/AM é conhecido localmente como tabatinga, apresenta características mecânicas singulares marcantes durante toda a rodovia. De acordo com Barbosa *et al.*, (2018), um dos fatos pelas falhas estruturais dos pavimentos que utilizam esse tipo de solo é devido o negligenciamento das características mineralógicas, físicas e químicas.

Trata-se de um solo fino sedimentar siltoso-argiloso ou argiloso-siltoso, de baixa capacidade de suporte, alta expansão e alta plasticidade. Em ensaios testes realizados em laboratório, a fim de estudar o aumento da umidade por capilaridade, constatou que o solo apresenta um comportamento denominado de “sonrisal”, pois em contato com a água, o solo entra em colapso, perdendo toda a sua capacidade de suporte (Cordão Neto, 2015).

A Figura 3.3 mostra a tentativa do processo de saturação, ao introduzir uma lâmina d’água de 3mm, instantaneamente o solo “efervesceu” e no decorrer do processo, ocorreu um colapso com apenas com o peso próprio, não sendo possível prosseguir com os ensaios. De acordo com Guimarães (2009), corpos-de-prova com umidade induzida por capilaridade apresentam altas deformações nos ciclos iniciais nos ensaios de deformação permanente e trata-se de uma pesquisa interessante, porém altamente sujeita ao fracasso.

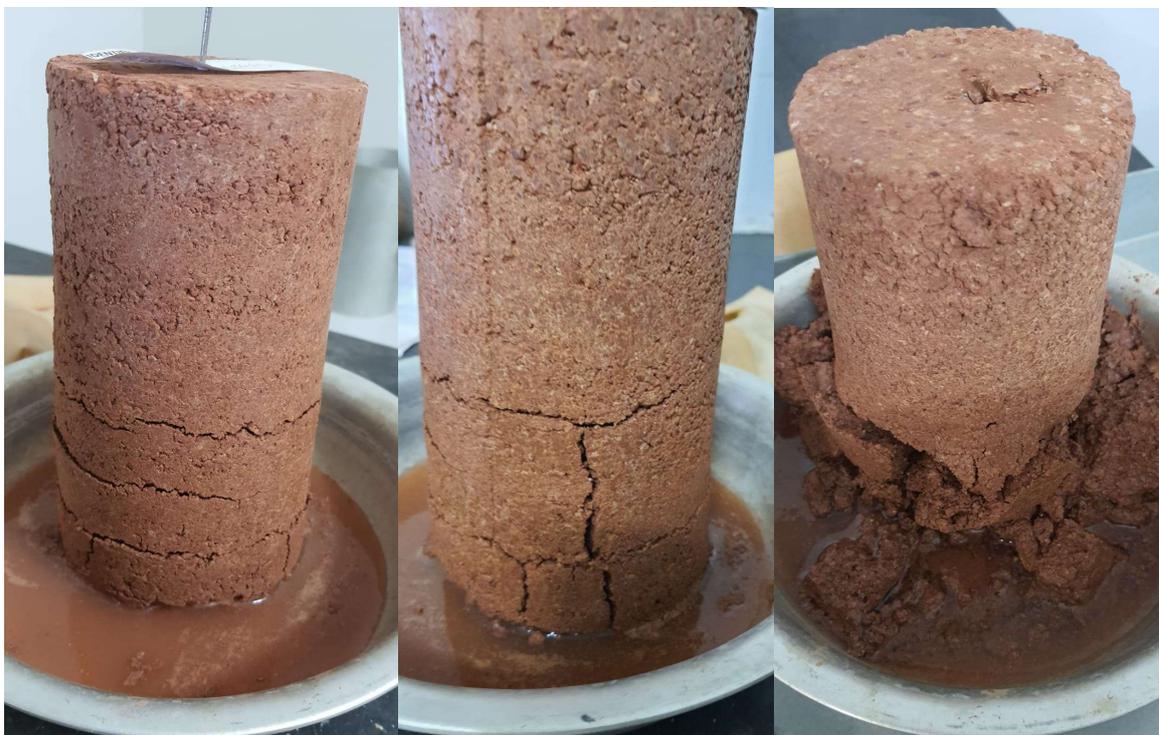


Figura 3.3 - Processo de ganho de umidade por capilaridade

### 3.3.1 Subleito

Para o solo de subleito da BR-319/AM, foram coletados e ensaios em 6 estacas, sendo 2 solos no Lote Charlie (km 198 ao km 250), 2 solos no segmento 1 (km 250 ao km 346,20) e 2 solos no segmento 2 (km 346,20 ao km 433,10).

No ensaio de granulometria por sedimentação, foi possível verificar a presença nula de pedregulho (partículas maiores que 2mm), a baixa presença de areia grossa e areia média. A porcentagem de silte variou entre 18,36% e 50,04% e de argila entre 23,90% e 51,64%. A Tabela 3.6 apresenta os resultados da densidade real dos grãos, limites de Atterberg, massa específica seca máxima, classificação MCT e o teor de umidade ótima obtido nos ensaios de compactação no molde tripartido. Observa-se que a presença de areia média e fina no subleito 3 resultou em teor de umidade ótima menor e uma densidade real menor.

Tabela 3.6 - Caracterização do solo de subleito – BR-319/AM

Parâmetro	Subleito 1	Subleito 2	Subleito 3	Subleito 4	Subleito 5	Subleito 6
Localização (km)	201,8	204,2	274,8	290,5	348	375
Descrição	Areia Argilosa Rosa	Areia Argilosa Rosa	Areia Argilosa	Silte Argiloso Rosa	Argila Siltosa Rosa	Argila Siltosa Rosa
Limite de Liquidez	42,5%	40,9%	26,6%	42,5%	56,3%	33,9%
Limite de Plasticidade	29,7%	21,5%	14,2%	20,7%	25,6%	20,0%
Índice de Plasticidade	12,8	19,4	12,45	21,8	30,7	13,87
Classificação HRB	A-7-6	A-6	A-6	A-7-5	A-7-6	A-7-5
Classificação MCT (Expedido)	-	LA'	LG'	LA'-LG'	-	-
Classificação MCT	NG'	NG'	NA'	NG'	NG'	NG'
c'	1,94	1,96	1,51	2,29	2,59	2,33
d'	23	39	63	41	62	29
e'	1,31	1,18	1,27	1,33	1,27	1,22
Pi (%)	136,9	115,0	173,9	185,3	171,9	102,5
Densidade real (g/cm <sup>3</sup> )	2,578	2,528	2,517	2,614	2,651	2,606
Massa específica seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,77	1,78	1,78	1,67	1,58	1,66
Teor de Umidade Ótima (Proctor Normal)	16,6%	16,4%	13,6%	16,4%	20,8%	18,2%
% de Pedregulho	0	0	0	0	0	0
% Areia Grossa	10,8	6,44	2,73	0,8	1,96	1,04
% Areia Média	16,67	19,13	26,63	4,41	1,18	3,09
% Areia Fina	18,24	17,01	28,38	10,31	6,13	20,27
% Silte	22,33	25,27	18,36	50,04	39,09	36,48
% Argila	31,96	32,14	23,90	34,45	51,64	39,12

O subleito 5 apresentou o maior teor de umidade e a menor massa específica seca máxima, fato justificado na baixíssima presença de areia (< 10%) e a alta porcentagem de argila e silte. O subleito 1 e 2 obtiveram uma massa específica seca máxima, teor de umidade e limite de liquidez semelhantes, porém o subleito 2 apresentou um limite de plasticidade inferior.

Com exceção do subleito 3, todos os solos foram classificados pela metodologia MCT como NG' (Argiloso não Laterítico) e todos apresentaram uma perda de imersão superior a 100%, novamente demonstrando um comportamento colapsível do solo na região. Para a classificação MCT pelo método expedito, foi verificada uma incompatibilidade entre os ensaios, devido à baixa penetração no ensaio utilizando os minis CP denominados como “pastilhas”. Um dos possíveis motivos para a congruência entre os resultados é devido a fração fina da areia, pois as metodologias utilizam peneiras de cortes diferentes, no qual o método expedito utiliza a fração passante na peneira 0,42mm e a metodologia convencional, a fração passante na peneira 2mm.



Figura 3.4 - Ensaio MCT

De acordo com Pinheiro *et al*, (2017), nos solos do Rio Grande do Sul, houve uma concordância dos resultados das duas metodologias MCT, entretanto, os solos da região da amazônica são marcados pelas características particulares em seu comportamento físico, gerando uma discordância nos resultados.

A Tabela 3.7 apresenta a granulometria por sedimentação. Dentre os solos, o subleito 3 tem maior porcentagem de material arenoso na composição do solo, fato observado ao longo do Lote C e da primeira metade do segmento 1, no qual há bolsões de solos com maiores presenças de areia. O subleito 1 e 2 tiveram uma composição

semelhante, com uma presença de areia média e fina. No subleito 4, 5 e 6 há mais de 84,5% de material passando na peneira nº200. No decorrer do segmento 2, não foi localizado a presença de solos arenosos, sendo basicamente composto por solos extremamente finos.

Tabela 3.7 - Granulometria por sedimentação dos subleitos – BR-319/AM

Diâmetro (mm)	Subleito 1	Subleito 2	Subleito 3	Subleito 4	Subleito 5	Subleito 6
	% que passa					
4,8	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
2,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
1,2	98,7	98,6	99,7	100,0	99,2	99,7
0,60	89,2	93,6	97,3	99,2	98,0	99,0
0,420	84,5	87,7	93,1	98,3	97,6	98,5
0,30	76,8	80,7	82,6	96,4	97,5	97,3
0,150	68,3	68,1	58,7	93,2	96,3	94,5
0,0750	61,6	61,2	44,4	85,3	90,6	84,5
0,0649	54,7	58,2	44,5	84,5	91,2	76,8
0,0459	53,1	55,0	36,4	84,5	88,6	71,5
0,03246	50,0	51,9	33,7	74,0	86,0	63,6
0,0229	45,3	50,3	31,0	63,6	83,4	55,7
0,0162	42,9	47,1	31,0	58,3	80,8	50,5
0,0118	43,0	42,1	28,1	50,5	78,3	47,8
0,0084	40,5	40,6	27,9	45,2	70,4	45,2
0,0059	37,3	38,6	27,7	42,6	67,7	42,4
0,0042	35,7	35,3	27,4	39,8	62,5	42,4
0,0012	29,2	29,8	22,8	31,9	45,9	38,7

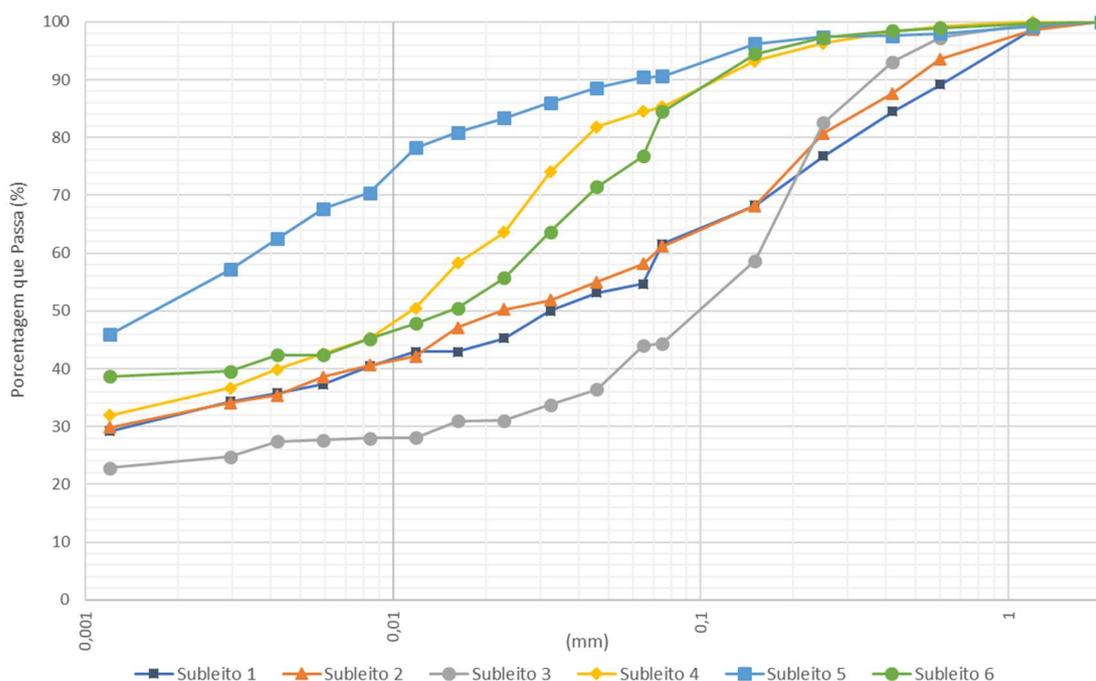


Figura 3.5 - Curva granulométrica dos materiais de subleitos da rodovia BR-319/AM

A Figura 3.6 apresenta as curvas de compactação dos solos realizadas no molde tripartido. O subleito 1 e 2 apresentaram uma baixa redução da massa específica aparente seca do ponto ótimo para o ponto com +2% de umidade, fato não constatado em outros subleitos.

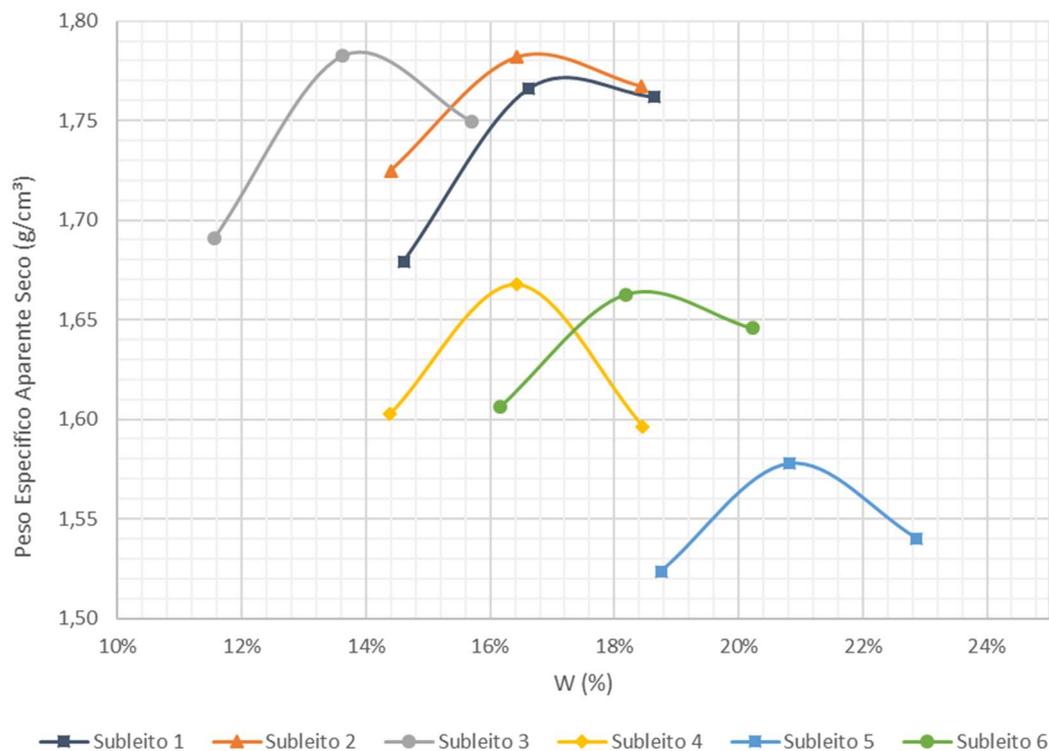


Figura 3.6 - Curvas de compactação na energia proctor normal dos materiais de subleitos da rodovia BR-319/AM

### 3.3.2 Empréstimo Concentrado

Os solos de empréstimo concentrado da BR-319/AM foram coletados no segmento 2, com o objetivo de serem utilizados em camadas de terraplanagem. Foram coletados no total 3 solos de características tátil-visual similares. Os três solos tiveram LL acima de 54% e classificados como A-7-5 pela HRB. A densidade real do EC-1 foi maior quando comparado com os dois outros solos. As características dos solos são expostas na Tabela 3.8.

Todos os solos de empréstimo concentrado foram classificados pela metodologia MCT como NG<sup>1</sup>. A perda de imersão também foi alta, com valores acima de 150%, semelhante aos valores observados no subleito.

Tabela 3.8 - Caracterização do solo de empréstimo concentrado– BR-319/AM

<b>Parâmetro</b>	<b>EC1</b>	<b>EC2</b>	<b>EC3</b>
Localização (km)	358,9	359,5	385,9
Descrição	Argila Siltosa Rosa	Argila Siltosa Rosa	Argila Siltosa Rosa
Limite de Liquidez	65,2%	56,2%	54,1%
Limite de Plasticidade	30,5%	29,2%	28,2%
Índice de Plasticidade	34,1	27,0	25,9
Classificação HRB	A-7-5	A-7-5	A-7-5
Classificação MCT	NG'	NG'	NG'
c'	2,46	2,28	1,75
d'	167	36	30
e'	1,18	1,35	1,34
Pi (%)	152,89	188,72	174,88
Densidade real (g/cm <sup>3</sup> )	2,594	2,564	2,622
% de Pedregulho	0	0	0
% Areia Grossa	1,07	0,23	0,17
% Areia Média	1,18	0,1	0,51
% Areia Fina	3,17	14,96	19,57
% Silte	34,16	34,42	33,35
% Argila	60,42	49,98	46,39

Tabela 3.9 - Granulometria por sedimentação dos materiais de empréstimo concentrado da rodovia BR-319/AM

<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>EC-1</b>	<b>EC-2</b>	<b>EC-3</b>
	<b>% que passa</b>	<b>% que passa</b>	<b>% que passa</b>
4,8	100,0	100,0	100,0
2,0	100,0	100,0	100,0
1,2	99,7	99,8	100,0
0,60	98,9	99,8	99,8
0,420	98,7	99,5	99,8
0,30	98,5	99,4	99,6
0,150	97,0	99,3	99,0
0,0750	94,5	91,9	91,2
0,0649	94,6	86,3	80,8
0,0459	94,6	78,3	75,5
0,03246	93,3	73,0	70,2
0,0229	85,4	65,0	62,3
0,0162	82,7	62,4	59,6
0,0118	80,2	58,5	57,1
0,0084	75,0	57,2	54,4
0,0059	72,5	57,5	51,9
0,0042	67,4	54,8	51,8
0,0029	61,5	53,0	49,7
0,0012	59,2	46,6	42,8

Apesar da presença nula de pedregulhos nos solos, quando secos apresentam torrões com resistência ao esmagamento moderada, que em muitos casos são confundidos com cascalho. Conforme apresentado na Tabela 3.9, os 3 solos têm em sua composição uma quantidade de silte parecidas, uma baixa presença de areia grossa e fina.

A maior diferença entre os solos foi na porcentagem de areia fina e argila, o EC-1 teve uma maior presença de argila, enquanto o EC-2 e EC-3 uma maior quantidade de areia fina. Na Figura 3.7 observa-se a semelhança entre as curvas do EC-2 e EC-3, todavia foram coletados em locais com cerca de 26 km de distância.

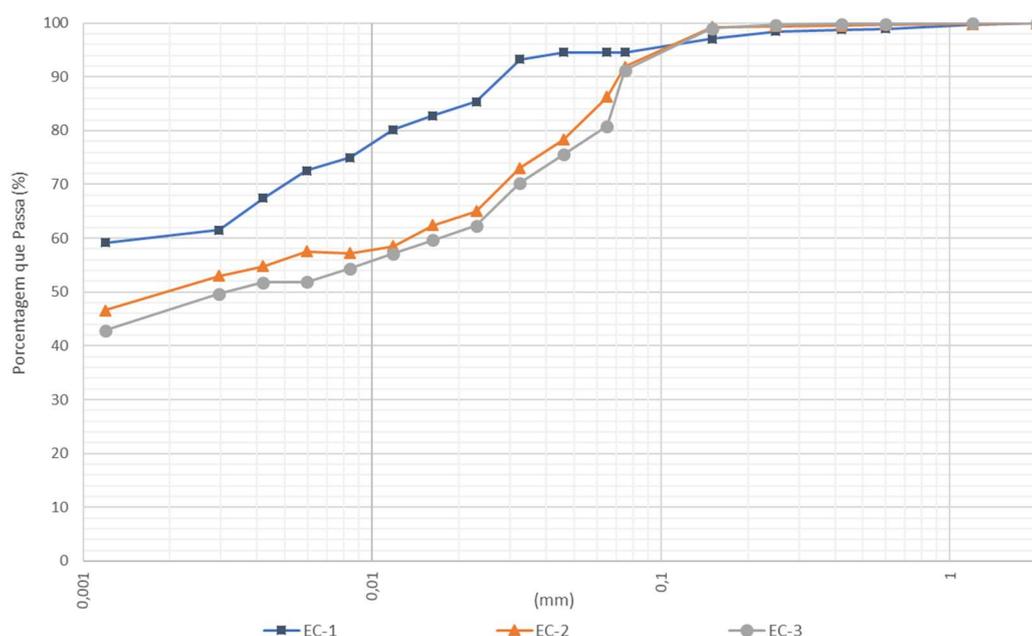


Figura 3.7 - Curva granulométrica dos materiais de empréstimos concentrados da rodovia BR-319/AM

A fim de viabilizar a aplicação dos solos de empréstimo na camada de acabamento de terraplenagem ou sub-base, foi aprofundado a estabilização química e física do material, utilizando cal e areia comercial. De acordo com Kleinert (2021) a estabilização quando bem concebida e aplicada, pode gerar grandes benefícios para os pavimentos, além de ser uma técnica ambientalmente sustentável.

A estabilização foi necessária pois de acordo com a especificação de serviço 108/2009 para efeito de execução da camada final dos aterros a expansão deve ser  $\leq 2\%$ . Para as camadas de sub-base, o CBR deve ser superior ou igual a 20% e a expansão  $\leq 1\%$ . Foram realizados os ensaios de estimativa do teor de cal pelo método do pH, utilizando a norma DNIT 419/2019-ME. Para a presente pesquisa, foi utilizada a cal tipo virgem. O teor de cal variou entre 1 e 6% em relação ao peso de 25g de solo seco. Foi

considerado o teor mínimo de cal que proporciona a estabilização de cal referente a menor porcentagem de cal que alcança o valor de pH de 12,4.

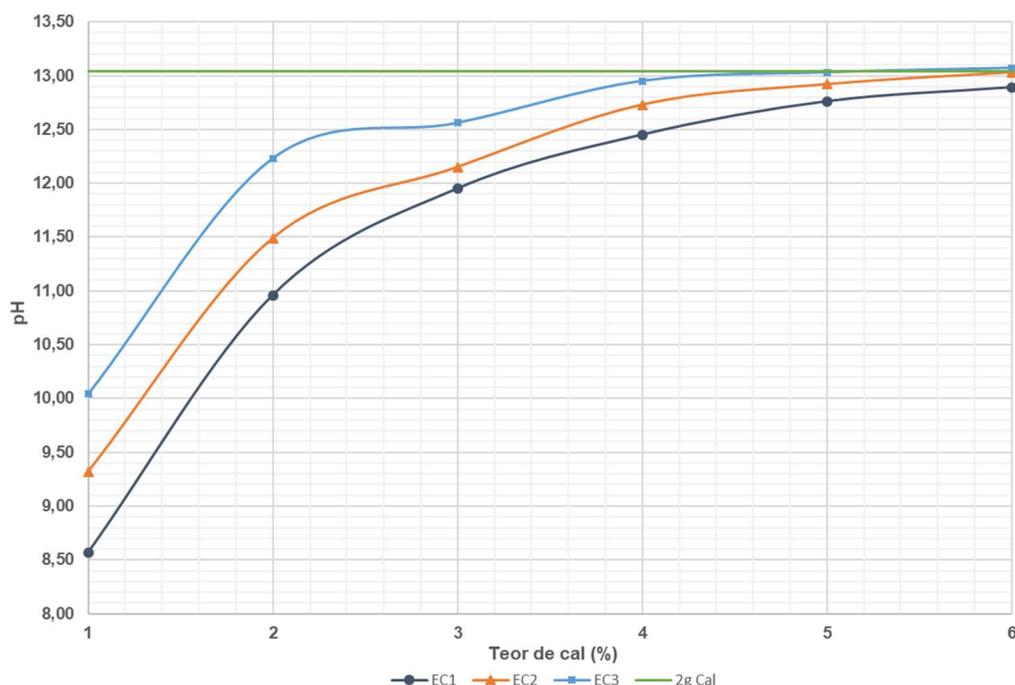


Figura 3.8 - Ensaio de Estimativa do Teor de Cal pelo Ph

O EC-2 e EC-3 apresentaram um valor de pH maior nas primeiras leituras, alcançando o pH de 12,4 com menos de 4%, porém optou-se por estabilizar o solo com 4% de cal pois nos ensaios de expansão e CBR, essas adições resultaram em valores dentro dos estabelecidos pela norma.

Para o EC-3, foi avaliado outra estabilização química, com a inserção com 10% de cimento. Essa alta porcentagem de cimento foi estabelecida pois posteriormente seriam realizados novos ensaios com a inserção de cimento com um estabilizante químico a base de zeólita. O mesmo produto foi utilizado por Almeida (2018) com a adição de 8,2% de cimento. Devido a maior quantidade de material fino, o fabricante estabeleceu que a quantidade de cimento necessária seria em torno de 10%. Nota-se que o solo não apresenta os parâmetros normativos para sua utilização em base, mas conforme as informações do fabricante, a adição de cimento com o estabilizante, resultaria em uma mudança no comportamento do solo, por isso, optou-se em dar início aos ensaios. A utilização do solo local com estabilizantes teoricamente traria benefícios econômicos a rodovia, diminuindo as DMT's e a necessidade de agregados pétreos.

Para verificar a influência das estabilizações química, realizou-se o ensaio de expansibilidade, de acordo com o método de ensaio DNIT 160/2012-ME. Trata-se de um ensaio execução simples de baixo consumo de material, e recomendável para solos

passando na peneira de 0,42 mm (nº 40). O ensaio permitiu fazer comparativo entre o solo *in natura* e os solos estabilizados. As leituras do relógio comparador foram feitas em 15min, 30min, 1h, 2h, 3h, 4h, 5h, 6h, 7h, 8h e 24h.

Foi considerado um tempo de cura de 24h para os solos estabilizados, porém, de acordo com a norma, é necessário secar a amostra em estufa a 60°C durante 16h. Esse processo diminui a umidade higroscópica para próximo de 1%. Com a baixa umidade no solo, as trocas químicas ocorrem de forma limitada. Desta forma, as reações químicas ocorreriam em grande parte durante a realização do ensaio.

Conforme a Figura 3.9, a expansibilidade do solo *in natura* atingiu o valor de 15,13%. A estabilização com 4% de cal gerou uma redução de 52,8% da expansão do solo, enquanto a estabilização com cimento reduziu menos de 23%. Isso ocorre, pois, o solo estabilizado com cal ao entrar em contato com a água, ocorrem uma série de reações químicas imediatas, resultando um novo equilíbrio químico e termodinâmico. Para o solo estabilizado com cimento, essas reações químicas demoram a ocorrer. De acordo com a especificação de serviço DNIT 139/2010 – ES, o valor máximo admissível de expansibilidade é de 10%, sendo assim, utilizou-se este valor com referência.

Tabela 3.10 - Resultado dos ensaios de expansibilidade

Identificação	Expansibilidade Calculada (%)
EC3-In Natura	15,13
EC3- 4% de Cal	7,13
EC3-10% Cimento	11,27

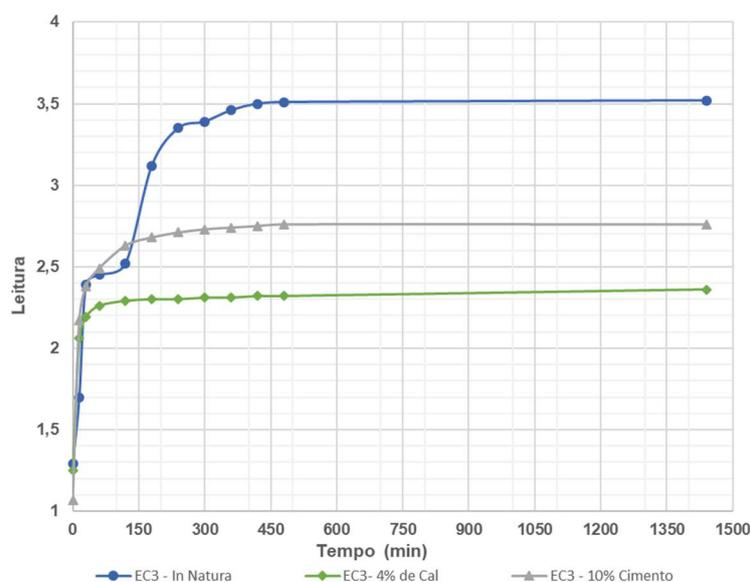


Figura 3.9 - Ensaio de expansibilidade – BR-319/AM

Na Tabela 3.11 é apresentado o resumo das estabilizações químicas e físicas com a identificação de cada solo, com suas respectivas massas específicas secas máximas e a umidade ótima. Na Figura 3.10 são exibidas as curvas de compactações dos solos. Apesar da alta quantidade de cimento, o EC-3 teve uma maior massa específica seca máxima e o menor teor de umidade. O EC1-B e EC2-B tiveram além da estabilização química com a cal, a estabilização física com 20% de areia comercial. A inserção de areia diminuiu o teor de umidade ótima, resultando no aumento da massa específica seca máxima.

Tabela 3.11 - Identificação das estabilizações químicas

Código	% Cimento	% de Cal	% de Areia	Massa específica seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	Teor de Umidade Ótima
EC1-A	0%	4%	0%	1,48	28,3%
EC1-B	0%	4%	20%	1,60	25,7%
EC2-A	0%	4%	0%	1,51	26,7%
EC2-B	0%	4%	20%	1,61	23,3%
EC3	10%	0%	0%	1,88	14,9%

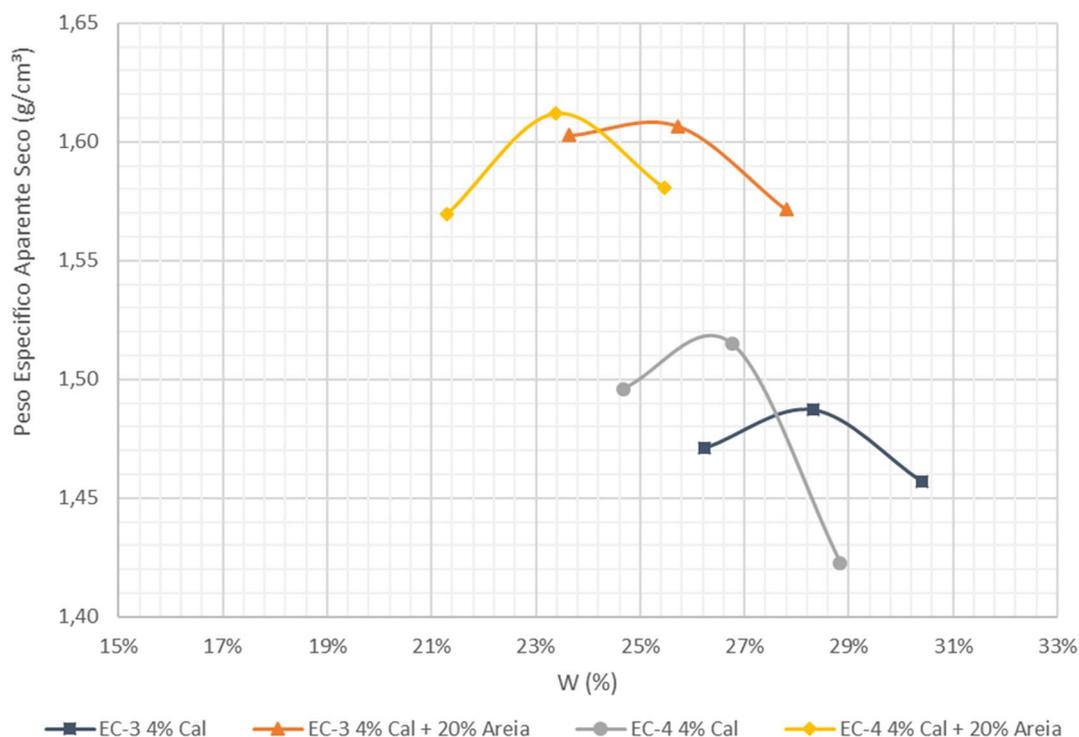


Figura 3.10 - Curva de compactação dos empréstimos concentrados - BR-319/AM

De acordo com as metodologias de ensaio, para solo-cimento, utiliza-se o método de ensaio DNIT 181/2018-ME, utilizando 5 pares de tensão desvio e sem a aplicação de tensão confinante, conforme mencionado anteriormente. Foi considerado o tempo de cura de 7 dias em câmara úmida para ambas as estabilizações.

No decorrer do ensaio, verificou-se valores de módulos abaixo do esperado para a alta quantidade de cimento da mistura, desta forma, optou-se em seguida por realizar um novo ensaio de módulo de resiliência, utilizando o mesmo corpo de prova, porém utilizando como base o método de ensaio DNIT 134/2018-ME.

### **3.4 Caracterização dos solos da BR-156/AP**

A seguir são apresentados os resultados de caracterização dos solos da rodovia BR-156/AP.

#### **3.4.1 Subleito**

Na rodovia BR-156/AP foram estudados 5 solos localizados no lote 4 (km 210,18 a km 271,28), trecho mais próximo da capital Macapá. Diferente da BR-319/AM, os solos são heterogêneos, com classificações tátil-visual e composição granulometria distintas. As características de cada solo são expostas na Tabela 3.12.

Dentre todos os solos estudados, o subleito 7 teve uma diferenciação devido a sua coloração branca, alta porcentagem de argila em sua composição, alta plasticidade, alta umidade ótima, e baixa massa específica seca máxima. De acordo com a metodologia MCT, o solo foi classificado como NG', sendo não recomendável para uso em pavimentação.

O subleito 8 teve em sua composição uma porcentagem relevante de pedregulhos e argila em sua composição. Na classificação MCT, a graduação fina do solo foi classificado como Areia não Laterítica (NA) apesar da sua baixa presença de areia. A perda por imersão foi a maior dentre todos os solos, com cerca de 318,23%. Os valores de LL e LP são típicos dos solos encontrados na região.

O subleito 9 tem uma baixa presença de pedregulhos, areia grossa e fina, sendo basicamente composto por areia fina e argila. Apresentou valores de LL e LP semelhantes ao subleito 8, entretanto na perda de imersão, o solo teve menos de 70% de perda, com um  $c'$  elevado, sendo assim classificado como LG'. Na curva de sedimentação, observa-se uma declividade alta entre a peneira n°200 e as primeiras leituras do densímetro, devido à baixa presença de silte e alta presença de argila.

O subleito 10 tem a maior quantidade de pedregulhos em sua composição, com um baixo LL e LP. O solo foi caracterizado pela metodologia HRB como A-2-6 e pela metodologia MCT como LA'.

O subleito 11 têm a menor perda por imersão, e valores de LL e LP relativamente altos. O solo tem uma baixa presença de pedregulhos e silte, sendo composto principalmente por areia grossa, areia fina e argila. Foi classificado como LA'.

Tabela 3.12 - Caracterização do solo de subleito – BR-156/AP

Parâmetro	Sub7	Sub 8	Sub 9	Sub10	Sub11
Localização (Estaca)	1140	1600	1930	2820	2910
Descrição	Argila Siltosa Branca	Areia Argilosa	Argila Arenosa	Argila Amarela Escura	Argila Arenosa Amarela
Limite de Liquidez	72,1%	48,2%	50,1%	32,6%	44,2%
Limite de Plasticidade	41,5%	27,8%	30,3%	18,4%	25,5%
Índice de Plasticidade	30,6%	20,4%	19,7%	14,1%	18,7%
Classificação HRB	A-7-6	A-7-5	A-7-6	A-2-6	A-7-6
Classificação MCT	NG'	NA	LG'	LA'	LA'
c'	2,44	0,43	1,83	0,91	1,43
d'	160	48	58	100	359
e'	1,22	1,53	1,01	1,08	0,90
Pi (%)	167,66	318,23	69,72	105,52	67,02
Densidade real (g/cm <sup>3</sup> )	2,61	2,68	2,54	2,63	2,64
Massa específica seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,32	1,84	1,52	1,93	1,72
Teor de Umidade Ótima	31,8%	16,4%	22,9%	15,2%	17,3%
% de Pedregulho	0	37,27	0,10	46,39	3,30
% Areia Grossa	2,25	2,81	0,28	3,53	19,52
% Areia Média	1,49	7,88	5,28	11,65	18,52
% Areia Fina	3,36	4,52	40,66	14,73	5,89
% Silte	16,21	8,78	6,67	5,23	8,71
% Argila	75,49	38,74	47,01	18,46	44,07

Na curva de compactação dos solos, observa-se que o subleito 7 e 8 tiveram a maior massa específica aparente seca e o menor teor de umidade ótimo, reflexo da alta porcentagem de pedregulho nos solos. O subleito 11 por conter uma grande quantidade de areia teve uma massa específica seca máxima intermediária. Todavia, o subleito 9 por ter uma baixa presença de pedregulho, exibiu um alto teor de umidade e baixa massa específica seca máxima. Observa-se que o subleito 7 teve uma massa excepcionalmente baixa e uma umidade ótima alta, bem acima dos padrões de solos encontrados na rodovia.

Tabela 3.13 - Granulometria por sedimentação dos solos de subleito – BR-156/AP

Diâmetro (mm)	Sub 7	Sub 8	Sub 9	Sub 10	Sub 11
	% que passa				
19	100,00	100,00	100,00	95,64	100,00
9,5	100,00	86,57	100,00	78,80	99,69
4,8	100,00	68,17	100,00	62,95	98,77
2	98,80	62,73	99,90	53,61	96,70
1,2	98,42	61,48	99,90	52,63	93,87
0,6	97,75	59,92	99,72	50,08	80,48
0,42	97,57	58,56	98,60	48,44	73,30
0,25	97,02	56,32	95,71	46,32	66,36
0,15	95,51	52,04	93,17	38,43	57,56
0,075	93,26	47,55	90,40	27,47	52,95
0,06492	91,93	47,52	53,67	23,71	52,78
0,04590	90,69	47,52	53,70	23,70	52,78
0,03246	89,23	45,91	52,11	22,40	52,78
0,02293	88,28	44,09	52,14	22,40	52,88
0,01622	86,92	42,35	51,26	22,40	51,67
0,01183	84,22	40,88	50,51	21,04	51,67
0,00839	84,22	40,85	50,58	19,77	51,62
0,00593	81,07	40,85	49,63	20,43	49,12
0,00419	77,25	40,68	48,72	19,82	47,91
0,00296	75,95	39,01	47,20	18,59	45,51
0,00119	74,97	38,46	46,77	18,36	42,47

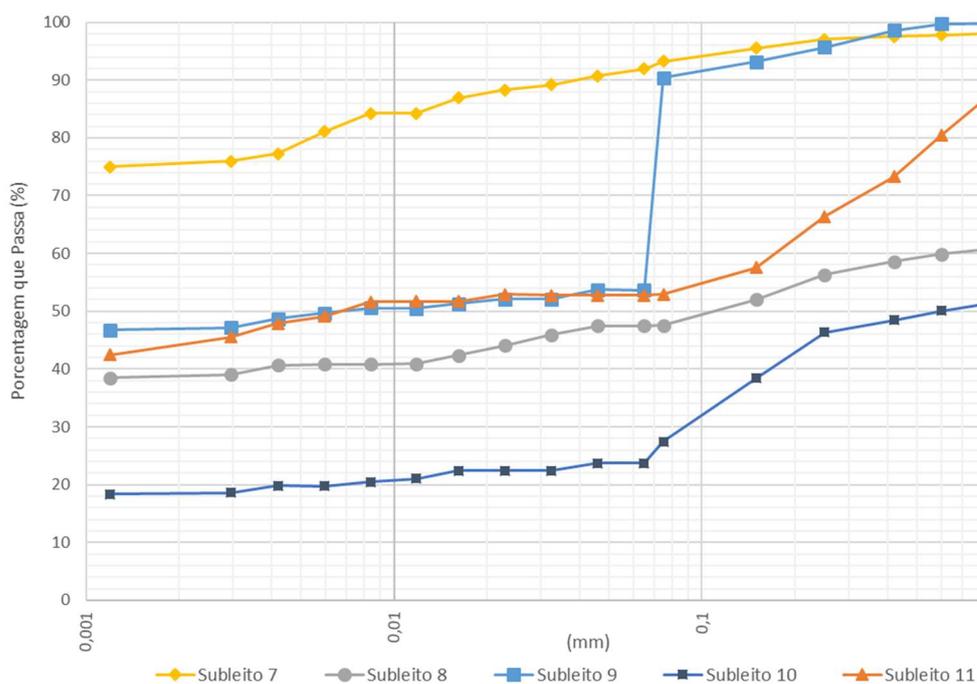


Figura 3.11 - Curva granulométrica dos subleitos – BR-156/AP

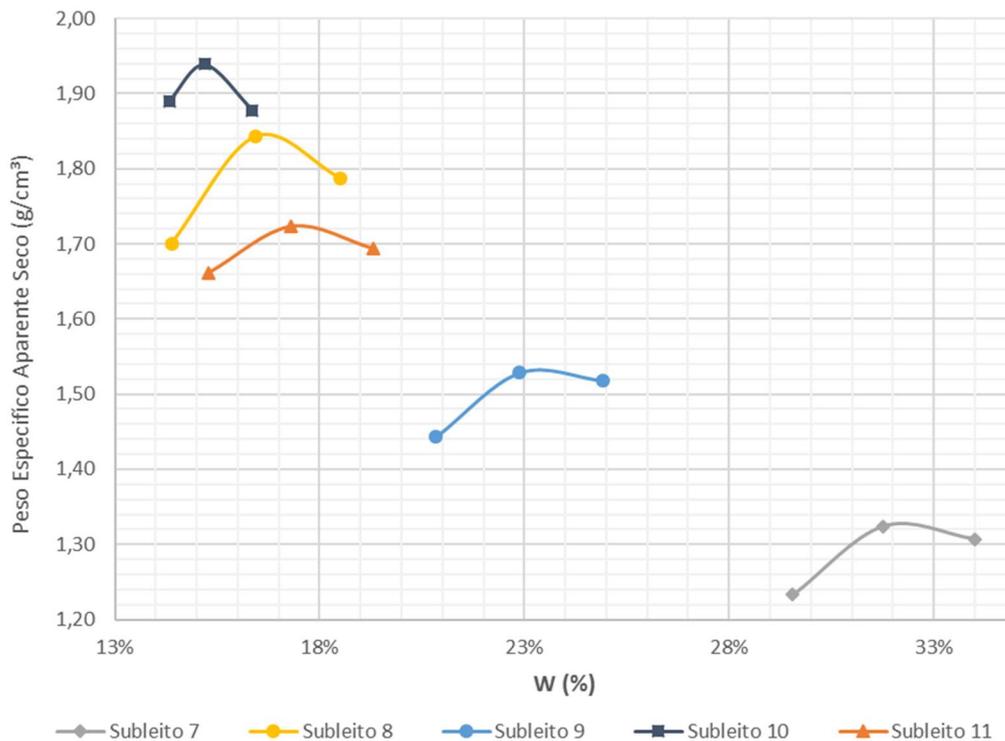


Figura 3.12 - Curvas de compactação dos subleitos – BR-156/AP

### 3.4.2 Empréstimos Concentrados

Nos empréstimos concentrados foram analisados dois solos, sendo que o Empréstimo Concentrado 4 (EC-4) foi compactado na energia normal e o Empréstimo Concentrado 5 (EC-5) na energia intermediária.

Ambos os empréstimos foram classificados como A-7-6 segundo a HRB, entretanto há uma distinção dos solos quanto a granulometria, Limites de Atterberg e classificação MCT. O EC-5 tem uma enorme quantidade de material passando na peneira N°200, e alta plasticidade. O EC-4 tem uma maior quantidade de pedregulho em sua composição, assim como areia fina, resultando em limites de liquidez menor.

Na classificação MCT, ambos apresentaram um comportamento laterítico na fração fina. O EC-5 apesar de ter 78,4% passando na peneira n°200 apresentou um comportamento LA', devido ao baixo valor do coeficiente  $c'$ . A classificação LA' geralmente encontrada em solos com uma maior porcentagem de areia em sua composição. A perda por imersão foi relativamente alta, com todos os CPs apresentando desprendimento de solo. O EC-4 foi classificado como LG' e apresentou uma perda por imersão baixa, com o desprendimento de solo em apenas 2 teores de umidade.

Tabela 3.14 - Caracterização dos solos de empréstimo concentrado– BR-156/AP

<b>Parâmetro</b>	<b>EC-4</b>	<b>EC-5</b>
Localização (km)	270,8	265,9
Descrição	Argila Siltosa Amarela	Argila Vermelha com Pedregulho
Energia	Proctor Normal	Proctor Intermediário
Limite de Liquidez	46,0%	61,3%
Limite de Plasticidade	26,8%	37,3%
Índice de Plasticidade	19,2%	24,0%
Classificação HRB	A-7-6	A-7-6
Classificação MCT	LG'	LA'
c'	2,04	0,70
d'	119	110
e'	0,74	1,03
Pi (%)	23,41	89,92
Massa específica seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,74	1,62
Teor de Umidade Ótima	16,3%	23,3%
% de Pedregulho	29	9,80
% Areia Grossa	7,20	4,10
% Areia Fina	24,10	7,70
% Passante N°200	39,70	78,40

Tabela 3.15 - Granulometria dos empréstimos concentrados – BR-156/AP

<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>EC-4</b>	<b>EC-5</b>
	<b>% que passa</b>	<b>% que passa</b>
38,1	93,6	100
25,4	90,3	100
19,1	87,5	100
9,52	81,6	98,6
4,8	73,5	95,9
2,0	71,0	90,2
1,2	63,8	86,1
0,075	39,7	78,4

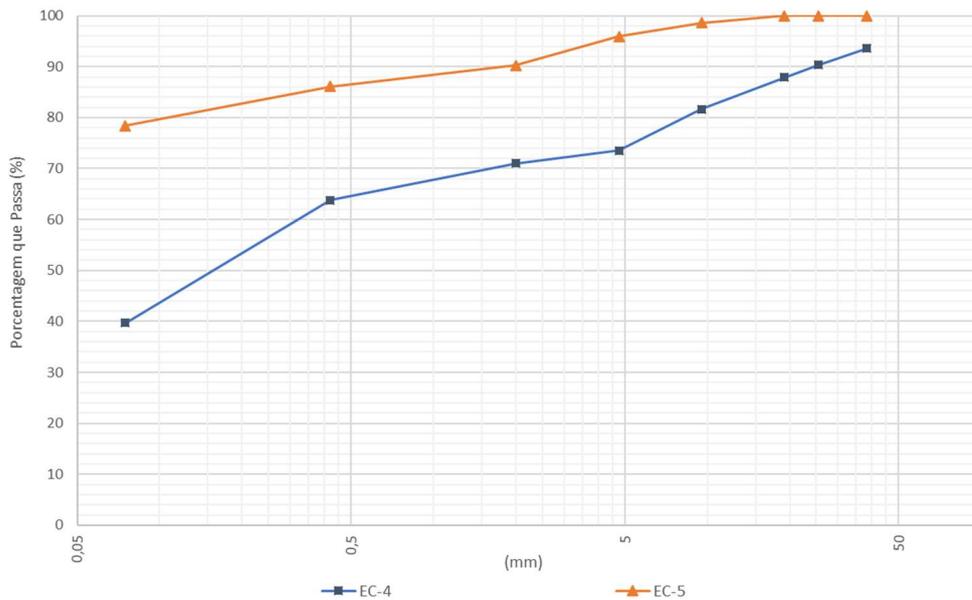


Figura 3.13 - Curva granulométrica dos empréstimos concentrados – BR-156/AP

Na curva de compactação, o EC-4 apesar da menor energia de compactação, o solo teve uma massa específica seca máxima alta devido à presença de pedregulhos e areia em sua composição. O EC-5 apresentou uma curva mais “aberta”, comportamento geralmente encontrado em solos com maiores porcentagens de areia.

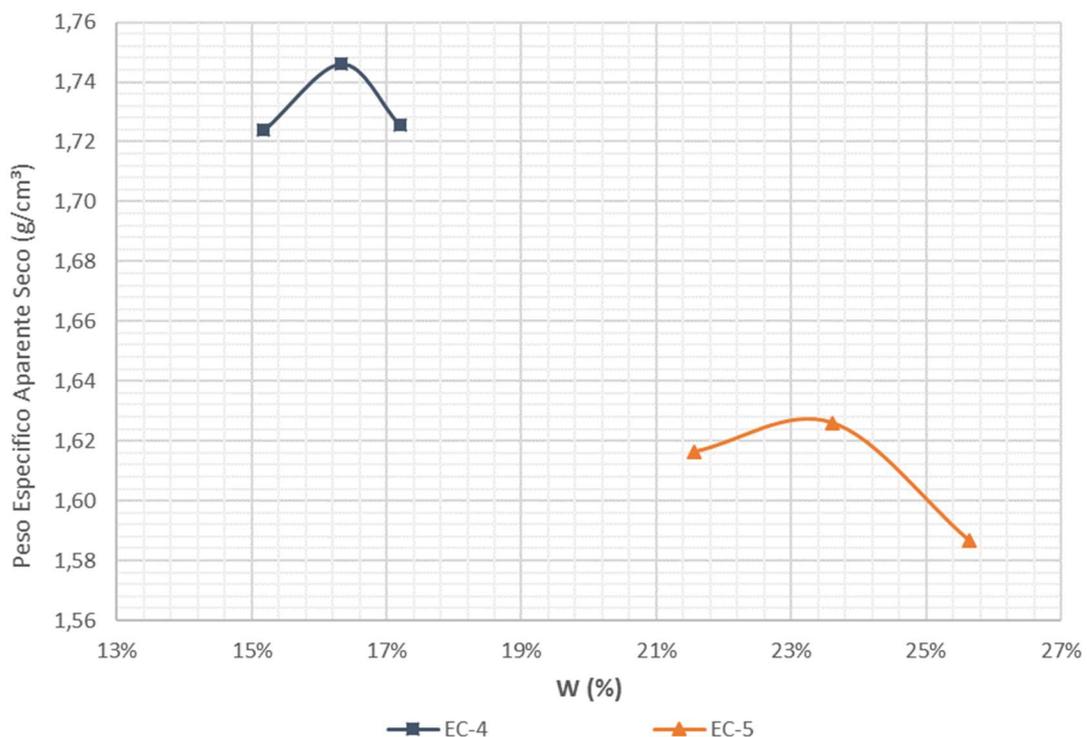


Figura 3.14 - Curva de compactação dos empréstimos concentrados – BR-156/AP

### 3.4.3 Jazidas de Sub-base

A J-03 foi selecionada para aplicação de sub-base, pois nos ensaios de CBR não atingiu o valor  $ISC \geq 60\%$  e ultrapassou os limites de LL e LP estabelecidos pela norma. Entretanto trata-se de um solo pedregulhoso (laterita), com a fração fina com comportamento laterítico, com uma baixa quantidade de material passando na peneira nº200. O solo também apresentou índice de grupo diferente de zero, porém os resultados do ensaio de expansibilidade foram inferiores a 10%.

O solo foi classificado como A-2-7 pela HRB e a fração fina como LG' pela metodologia MCT. A perda por imersão do solo foi baixa, com cerca de 15,2%.

Tabela 3.16 - Caracterização do solo de sub-base - BR-156/AP

<b>Parâmetro</b>	<b>J-03</b>
Localização (km)	265,98
Descrição	Cascalho Laterítico Argiloso Amarelo
Limite de Liquidez	43,9
Limite de Plasticidade	25,9
Índice de Plasticidade	17,9
Índice de Grupo	1
Classificação HRB	A-2-7
Classificação MCT	LG'
$c'$	2,14
$d'$	51
$e'$	0,82
Pi (%)	15,21
Massa específica seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,88
Teor de Umidade Ótima	10,7
% de Pedregulho	49,70
% Areia Grossa	4,2
% Areia Fina	12,80
% Passante N°200	33,33

Tabela 3.17 - Granulometria da J-03 – BR-156/AP

Diâmetro (mm)	J-03
	% que passa
38,1	100
25,4	95,6
19,1	91,2
9,52	66,8
4,8	57,7
2,0	50,3
1,2	46,1
0,075	33,3

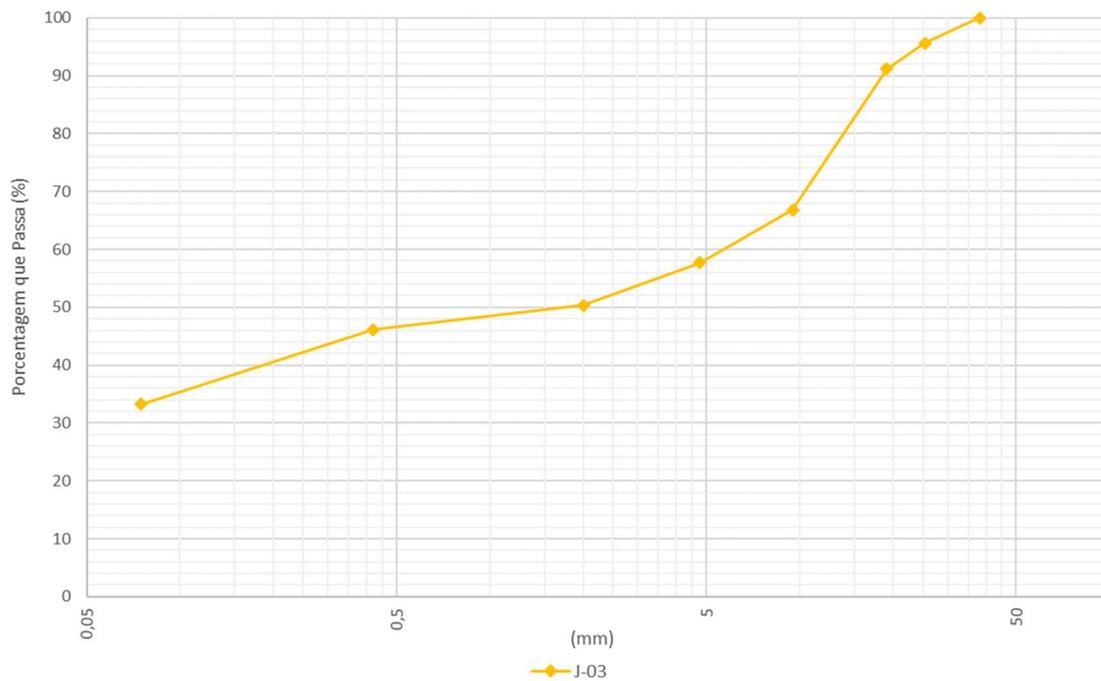


Figura 3.15 - Curva granulométrica da J-03 – BR-156/AP

Na curva de compactação, o solo teve uma alta massa específica seca máxima, com cerca de 1,88 g/cm<sup>3</sup> e uma umidade ótima de 10,7%, valores previstos para esse tipo de solo.

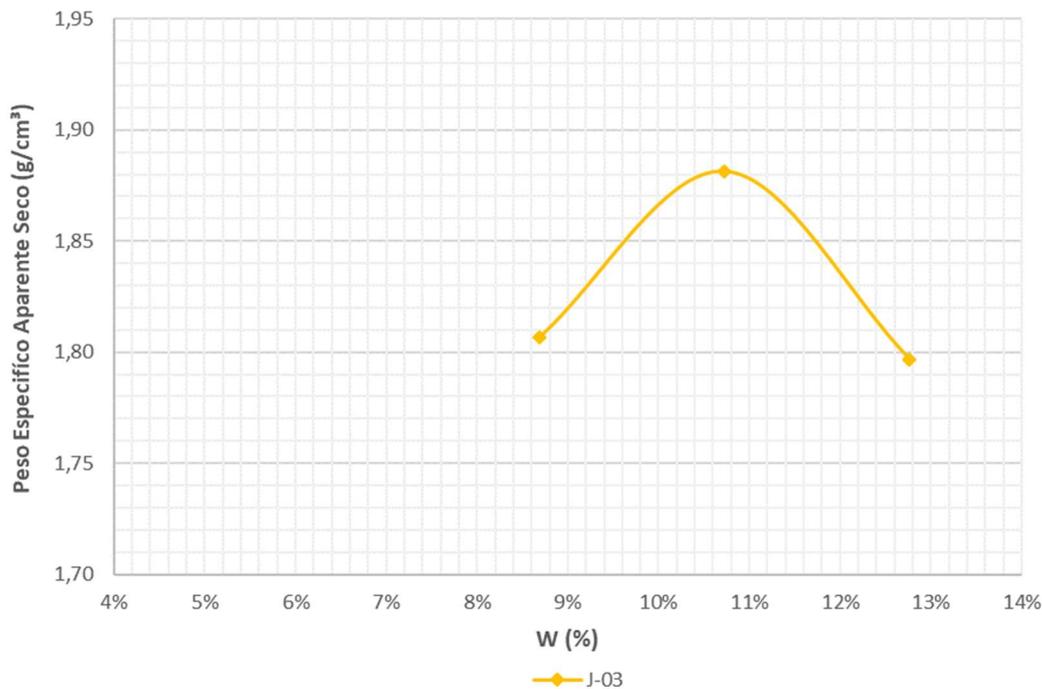


Figura 3.16 - Curva de compactação da J-03 – BR-156/AP

#### 3.4.4 Jazidas de Base

Para aplicação de base da BR-156/AP, foram estudadas duas jazidas, sendo uma comercial e outra virgem. E para cada jazida, foram realizados os ensaios em 1 furo selecionado previamente.

A J-01 é uma jazida comercial de seixo arenoso vermelho, muito utilizada no estado, devido ao grande volume disponível, pelas características mecânicas e pelo fato da área ter uma licença de operação (L.O) destinada a atividade de extração mineral classe II. O solo foi classificado pela HRB como A-2-6, para a caracterização MCT pelo método da pastilha, foram classificados como NA'/NG'-NS' (Arenoso não laterítico ou argila não laterítica e siltoso não laterítico), classificação condizente com a análise tátil visual do solo. Na classificação MCT convencional, o solo foi classificado como NA (Areia não Laterítica) mostrando uma pequena divergência com o ensaio de MCT Expedito. A perda por imersão do solo foi alta, com 179,83%.



Figura 3.17 - Local de exploração da J-01

Apesar dos limites de liquidez e índice de plasticidade terem ultrapassado os parâmetros da especificação de serviço DNIT 141/2022- ES, o equivalente de areia foi superior a 30%, desta forma, a jazida atendeu as prerrogativas de norma.

A J-02 é uma jazida virgem, de cascalho laterítico arenoso (laterita), trata-se de uma área não explorada e com grande potencial de aplicação em camadas de pavimento. De acordo com a classificação HRB, a J-02 é um solo A-2-6, porém com uma maior presença de pedregulho e a menor presença de areia fina.

O solo foi classificado como LA'-LG', de acordo com a classificação MCT Expedito. Na classificação MCT convencional, o solo foi classificado como LG', para este solo, ambos os métodos de classificação tiveram uma equivalência. A Tabela 3.18 apresenta a caracterização de ambas as jazidas.

Nos Limites de Atterberg ambas as jazidas tiveram valores bem semelhantes, porém em termos de granulometria, a J-02 teve uma maior quantidade de material retido nas peneiras anteriores a 4,8mm.

Tabela 3.18 - Caracterização dos solos de base - BR-156/AP

<b>Parâmetro</b>	<b>J-01</b>	<b>J-02</b>
Localização (km)	14,72	14,69
Descrição	Seixo Arenoso Vermelho	Cascalho Laterítico Arenoso Amarelo
Limite de Liquidez	31,9%	29,8%
Limite de Plasticidade	17,1%	16,1%
Índice de Plasticidade	14,8%	13,7%
Índice de Grupo	0	0
Classificação HRB	A-2-6	A-2-6
Classificação MCT (Expedito)	NA'/'NG'-NS'	LA'-LG'
Classificação MCT	NA	LG'
c'	0,36	2,09
d'	65	58
e'	1,59	0,98
Pi (%)	179,83	58,77
Massa específica seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	2,15	2,14
Teor de Umidade Ótima	7,2%	7,8%
% de Pedregulho	34,2	54,20
% Areia Grossa	24,4	4,6
% Areia Fina	23,50	18,9
% Passante N°200	18,30	23,3

Tabela 3.19 - Granulometria dos solos de base – BR-156/AP

<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>J-01</b>	<b>J-02</b>
	<b>% que passa</b>	<b>% que passa</b>
38,1	100	100
25,4	100	84,4
19,1	99,2	72,6
9,52	86,3	52,9
4,8	73,5	48,6
2,0	65,8	45,8
1,2	41,8	41,2
0,075	18,3	22,3

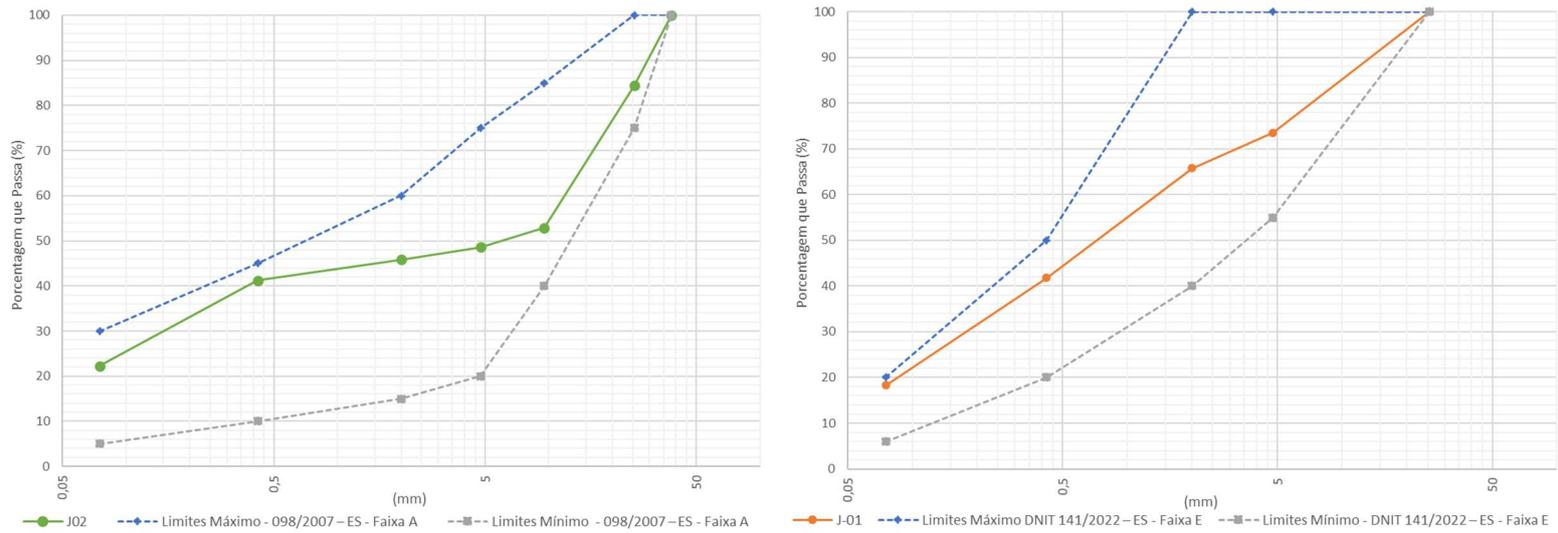


Figura 3.18 - Curva granulométrica dos solos de base - BR-156/AP

Na energia modifica, as duas jazidas tiveram curvas com massa específica seca máxima e teor de umidade ótima próximas, porém observou-se que durante a compactação que o seixo da J-01 não apresentava grande resistência mecânica, sendo possível verificar visualmente que a granulometria do solo se alterava durante a compactação.

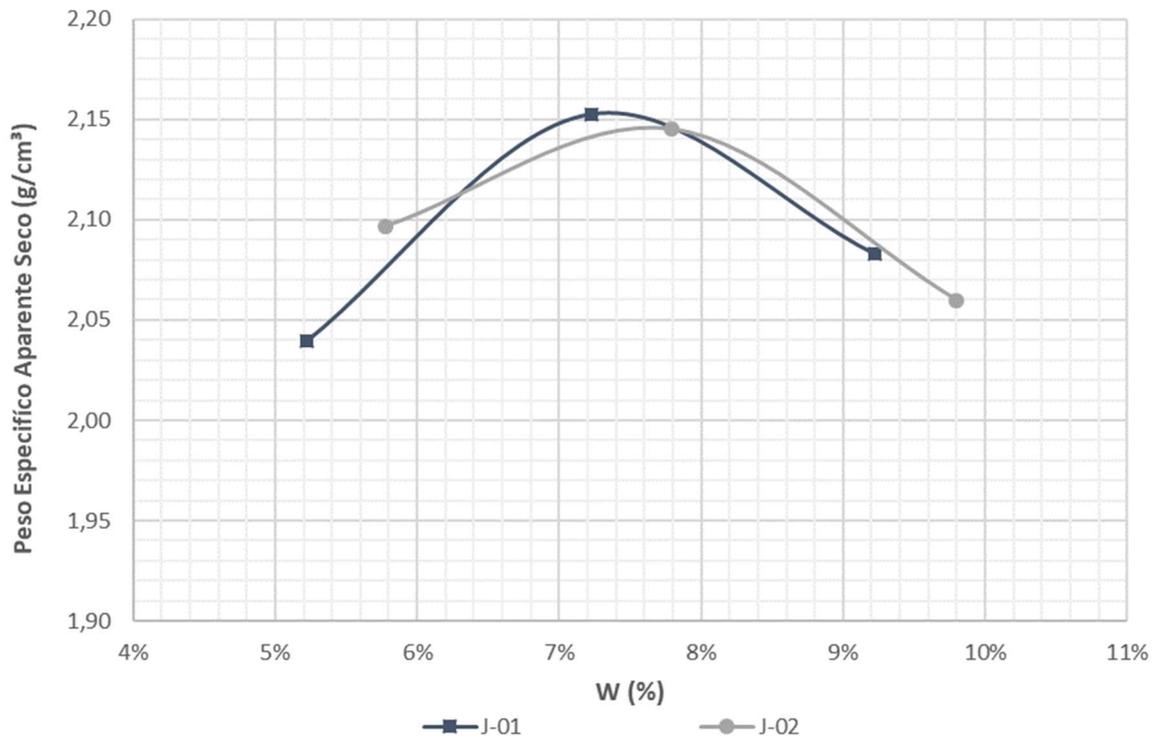


Figura 3.19 - Curva de compactação das Jazidas de base – BR-156/AP

# CAPÍTULO IV

---

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Esse capítulo é reservado para a apresentação e discussão dos resultados obtidos na fase experimental da pesquisa para a caracterização mecânica do solo. Aborda-se os resultados pertinentes ao ensaio de módulo de resiliência com diferentes umidades, expondo os resultados dos modelos matemáticos. Em seguida, são debatidos os resultados com uma análise global de cada rodovia.

### 4.1 BR-319/AM

Os solos no ponto seco ( $\omega_{ot} - 2\%$ ) foram denominados como CP1, os solos na umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ) como CP2 e por fim, os solos denominados como CP3 são referentes aos solos no ponto saturado ( $\omega_{ot} + 2\%$ ).

#### 4.1.1 Subleito

##### 4.1.1.1 Subleito 1

O Subleito 1 apresentou um comportamento dependente da tensão desvio, com um coeficiente de correlação ( $r^2$ ) de 0,68 para o solo  $\omega_{ot}$  (CP2) e 0,86 para o solo  $\omega_{ot} + 2\%$  (CP3).

Analisando os pares de tensões e conforme a Figura 4.1 é possível observar que o par 0,05/0,05 MPa no solo na umidade ótima houve um deslocamento da linha de tendência, entretanto, os outros pares apresentaram uma disposição semelhante para as duas umidades.

A redução do MR foi inferior nos 5 primeiros pares de tensão, com uma média de 41,5%, esse comportamento é explicado devido menor carga aplicada no CP. Após o quinto par de tensão, o CP teve uma redução média de 48,9%, sendo nos últimos dois pares uma redução de 51,1% devido a uma maior razão de tensão ( $\sigma_1/\sigma_3$ ), gerando uma deformação resiliente maior.

Tabela 4.1 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 1

Subleito 1 - CP2		Subleito 1 - CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0089	238,4	0,0159	137,5	42,3
0,0215	194,3	0,0366	113,3	41,7
0,0345	179,7	0,0612	100,5	44,1
0,0174	211,0	0,0266	136,1	35,5
0,0360	199,3	0,0641	111,0	44,3
0,0598	178,8	0,1117	94,7	47,0
0,0202	255,4	0,0405	125,6	50,8
0,0506	200,6	0,0976	103,6	48,4
0,0986	153,2	0,2018	74,7	51,2
0,0352	203,5	0,0615	115,4	43,3
0,0832	169,9	0,1700	83,1	51,1
0,1519	138,7	0,3113	67,8	51,1

O modelo composto demonstrou um ótimo ajuste para ambas as umidades, sendo o solo  $\omega_{ot} + 2\%$  com coeficiente de determinação de 0,9. Os valores de MR foram considerados altos na umidade ótima, o solo apresenta uma grande rigidez, entretanto, ao entrar em contato com a água, o solo perde completamente sua característica, apresentando um comportamento distinto.

Tabela 4.2 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 1

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
Sub 1	CP2	193,6	128,03	-0,12	0,12	109,10	-0,21	0,68	168,60	0,18	-0,28	0,76
	CP3	105,3	48,24	-0,24	0,25	44,80	-0,32	0,86	65,28	0,16	-0,37	0,90

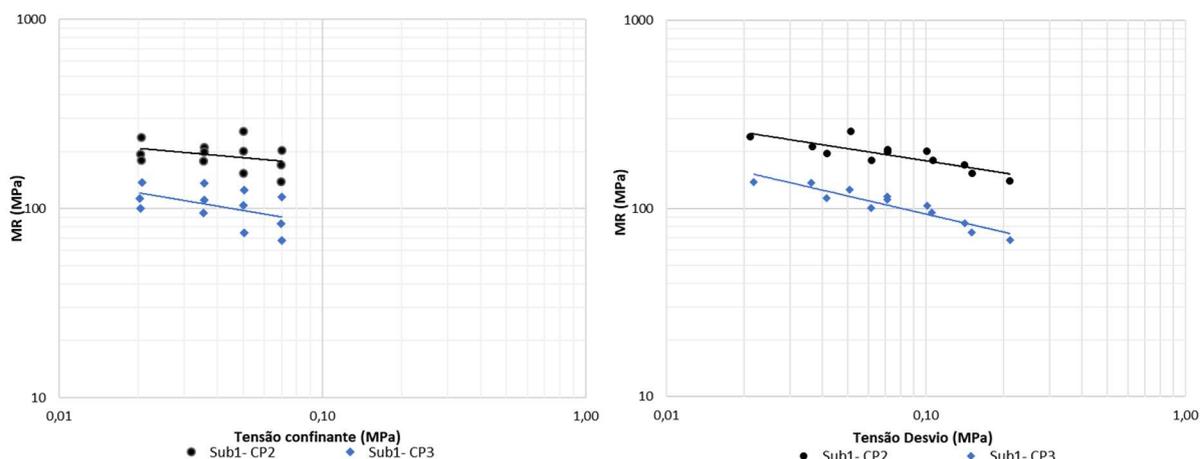


Figura 4.1 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 1

#### 4.1.1.2 Subleito 2

O subleito 2 teve também um comportamento dependente da tensão desvio, porém o  $r^2$  se apresentou mais próximo de 1 para o solo na umidade ótima. Considera-se que até o valor de 1, quanto maior o valor do coeficiente de regressão, melhor será o ajuste do modelo (Viana, 2007).

No solo  $\omega_{ot} +2\%$  houve uma dispersão de pontos elevada no modelo de tensão confinante, com um  $r^2$  de apenas 0,05. No modelo composto ambas as umidades tiveram um  $r^2$  elevado.

Tabela 4.3 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 2

Subleito 2 - CP2		Subleito 2 - CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0113	197,0	0,0244	85,8	56,45
0,0229	183,9	0,0734	55,3	69,91
0,0390	159,1	0,1339	45,2	71,62
0,0186	199,4	0,0590	60,2	69,79
0,0428	168,7	0,1463	48,1	71,50
0,0773	137,8	0,3004	35,0	74,61
0,0288	177,9	0,0783	64,8	63,60
0,0701	144,7	0,2451	40,9	71,70
0,1424	105,6	0,3927	38,4	63,62
0,0420	170,8	0,1104	64,0	62,56
0,1168	120,5	0,3266	43,1	64,25
0,2423	86,8	0,4040	52,4	39,67

O subleito 2 teve uma redução maior do MR com o acréscimo de 2% de umidade quando comparado com o subleito 1, com uma perda média de 64,9%. Apesar de ambos

os solos terem uma composição granulométrica semelhante, a classificação MCT foi diferente, assim como a porcentagem de redução do MR. Para o subleito 2, o valor médio do módulo de resiliência no  $\omega_{ot} + 2\%$  foi considerado baixo, alcançando um valor médio de 52,2 MPa.

A redução do último par de tensão foi de apenas 39,6%, fato explicado devido à alta deformação do CP em ambas as umidades.

Tabela 4.4 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 2

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
Subleito 2	CP2	154,4	53,59	-0,32	0,35	57,22	-0,37	0,86	77,68	0,08	-0,36	0,87
	CP3	52,8	34,95	-0,12	0,05	24,46	-0,28	0,53	33,47	0,32	-0,55	0,92

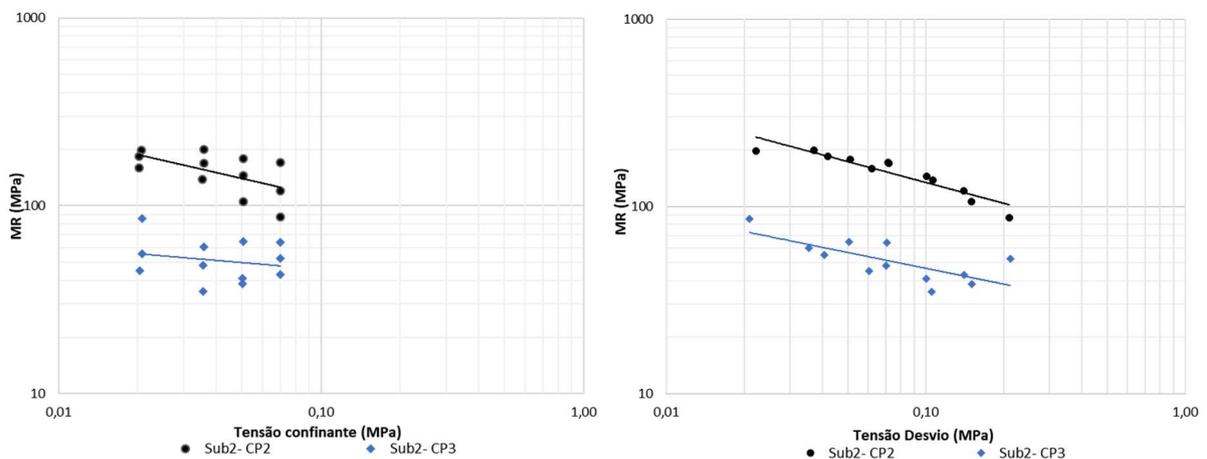


Figura 4.2 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 2

#### 4.1.1.3 Subleito 3

O ensaio de sedimentação apontou que o subleito 3 possui a maior porcentagem de areia de todos os subleitos. De acordo com Silva (2020), solos arenosos ou granulares, com menos de 50% passando na peneira n°200 apresentam um comportamento dependente da tensão desvio, porém no ensaio de MR para o subleito 3 não foi demonstrado esse comportamento, atestando que a fração de silte e argila no solo é mais relevante nas suas características mecânicas.

O solo  $\omega_{ot} + 2\%$  não completou o ensaio, manifestando uma alta deformação do CP nos últimos pares de tensão. A redução média foi de 68,9% em relação ao ponto ótimo. Apenas o primeiro par de tensão apresentou uma redução menor que 66%, traduzido pela baixa carga aplicada.

Tabela 4.5 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 3

Subleito 3 - CP2		Subleito 3 - CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0113	194,8	0,0271	78,2	59,9
0,0237	176,9	0,0693	58,9	66,7
0,0374	165,4	0,1265	47,9	71,0
0,0184	200,5	0,0528	67,7	66,2
0,0411	174,7	0,1350	52,3	70,1
0,0637	167,7	0,2709	38,9	76,8
0,0278	184,0	0,0836	60,7	67,0
0,0606	167,7	0,2240	44,9	73,2
0,1126	133,7	0,3865	39,2	70,7
0,0418	171,6	0,1209	58,3	66,0
0,0947	149,1	0,3171	44,3	70,3
0,1802	117,0	Par Não finalizado		

Assim como o subleito 1 e 2, o subleito 3 no modelo composto mostrou um ótimo enquadramento, constatando novamente que para o solo  $\omega_{ot} + 2\%$  o  $r^2$  manteve-se mais próximo de 1. Os valores médios do MR no ramo saturado (CP3) se mostram baixos, com uma média semelhante ao subleito 2, com valores próximos de 50 MPa.

Tabela 4.6 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 3

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
Subleito 3	CP2	166,9	93,86	-0,18	0,29	95,82	-0,21	0,79	121,40	0,06	-0,20	0,80
	CP3	53,7	29,84	-0,17	0,13	20,43	-0,35	0,87	30,43	0,21	-0,45	0,97

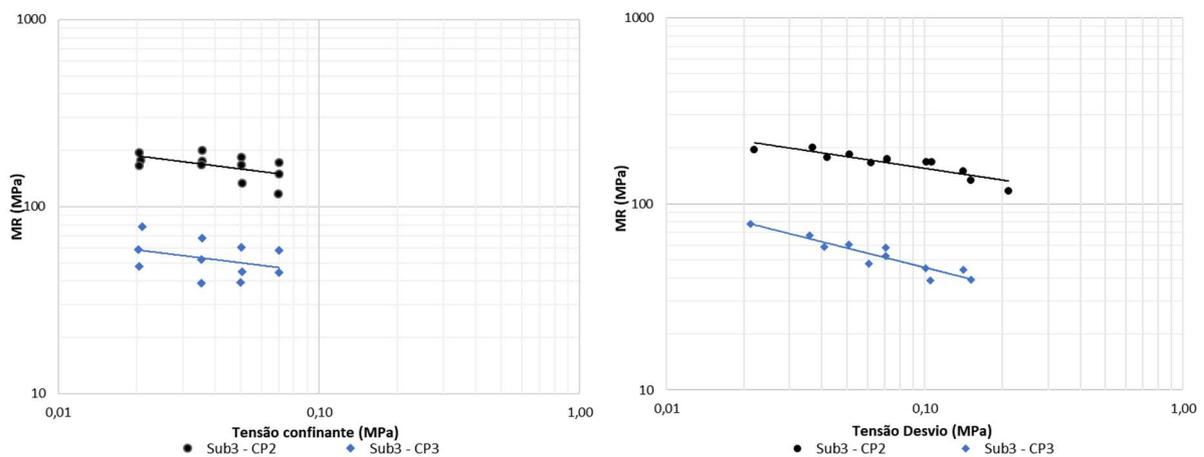


Figura 4.3 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 3

#### 4.1.1.4 Subleito 4

Dentre todos os solos estudados, o subleito 4 contém a maior quantidade de silte. Acredita-se que essa característica expôs um resultado particular para as duas umidades. O solo na umidade não teve um bom ajuste em nenhum modelo. E novamente no CP3 ( $\omega_{ot} + 2\%$ ), o modelo composto teve um excelente  $r^2$ .

Tabela 4.7 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 4

Subleito 4 - CP2		Subleito 4 - CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0239	172,0	0,0289	149,9	12,9
0,0528	156,7	0,0784	104,5	33,3
0,0846	146,2	0,1454	83,6	42,9
0,0398	179,6	0,0678	106,3	40,8
0,0789	181,7	0,1724	81,7	55,0
0,1205	176,9	0,3880	53,8	69,6
0,0459	223,6	0,1059	95,7	57,2
0,1062	191,1	0,3335	59,7	68,7
0,2052	146,7	0,6897	43,1	70,6
0,0652	220,1	0,1889	73,5	66,6
0,1771	159,2	0,5987	46,2	71,0
0,3320	126,4	0,7551	53,5	57,7

A redução média dos pares de tensão foi de 53,8%. Sendo a redução mais significativa a partir do sexto par de tensão. Observa-se que houve uma mudança na inclinação da curva com o aumento da umidade conforme apresentado na Figura 4.4.

Tabela 4.8 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 4

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
Subleito 4	CP2	173,3	202,38	0,05	0,02	131,53	-0,10	0,16	287,80	0,31	-0,20	0,61
	CP3	79,3	12,91	-0,54	0,46	17,29	-0,56	0,92	13,27	0,00	-0,64	0,98

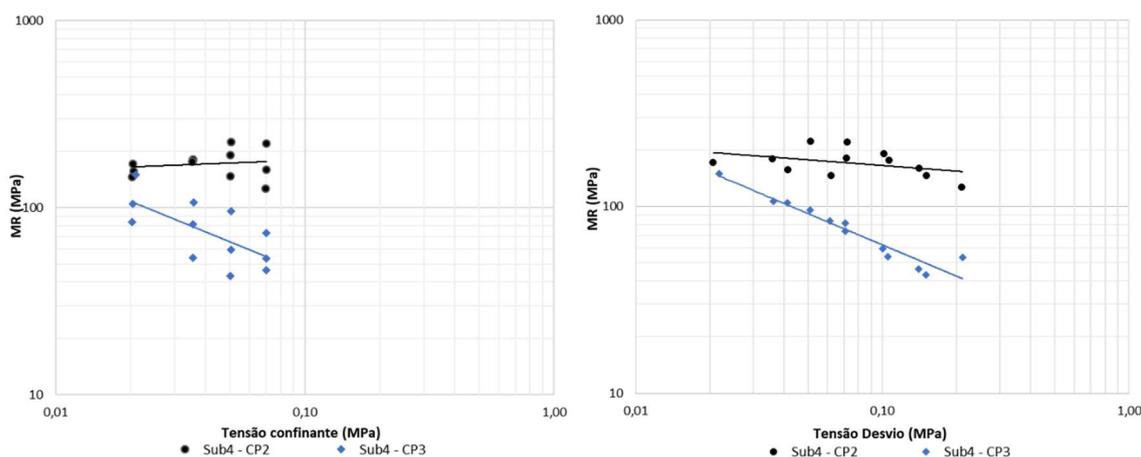


Figura 4.4 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 4

#### 4.1.1.5 Subleito 5

O subleito 5 nas duas umidades não teve um bom enquadramento para o modelo dependente da tensão desvio e confinante. Para o solo  $\omega_{ot}$  houve um ajuste melhor no modelo composto, todavia, com valores semelhantes aos outros solos estudados, entretanto o solo  $\omega_{ot} + 2\%$  não demonstrou ter um ajuste bom para este modelo, gerando um  $r^2$  bem inferior aos outros solos.

Tabela 4.9 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 5

Subleito 5 - CP2		Subleito 5 - CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0154	145,6	0,0156	133,9	8,0
0,0286	146,2	0,0320	130,7	10,6
0,0433	143,9	0,0487	127,5	11,4
0,0158	234,5	0,0257	143,2	39,0
0,0365	198,4	0,0476	151,5	23,6
0,0579	185,1	0,0768	139,1	24,8
0,0156	337,6	0,0339	149,8	55,6
0,0466	219,3	0,0722	140,6	35,9
0,0797	190,3	0,1181	127,7	32,9
0,0271	267,5	0,0475	151,1	43,5
0,0689	206,0	0,0967	146,0	29,1
0,1181	178,9	0,1726	122,1	31,7

Acredita-se que devido à maior presença de argila (51,64%), o solo teve a menor redução de MR, com a média de 28,8%. Nos 3 primeiros pares, a redução média foi de apenas 9,9%. Assim como o subleito 1, o par de tensão 0,5/0,5 MPa houve um deslocamento resiliente baixo, reduzindo coeficiente de correlação, resultando em um

MR alto quando comparado com os outros pares. Observa-se que houve uma mudança na inclinação da linha de tendência no modelo dependente da tensão confinante.

Tabela 4.10 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 5

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
Subleito 5	CP2	204,4	620,25	0,35	0,43	220,27	0,04	0,01	856,03	0,65	-0,25	0,75
	CP3	138,6	159,88	0,05	0,09	129,84	-0,02	0,05	186,85	0,14	-0,06	0,58

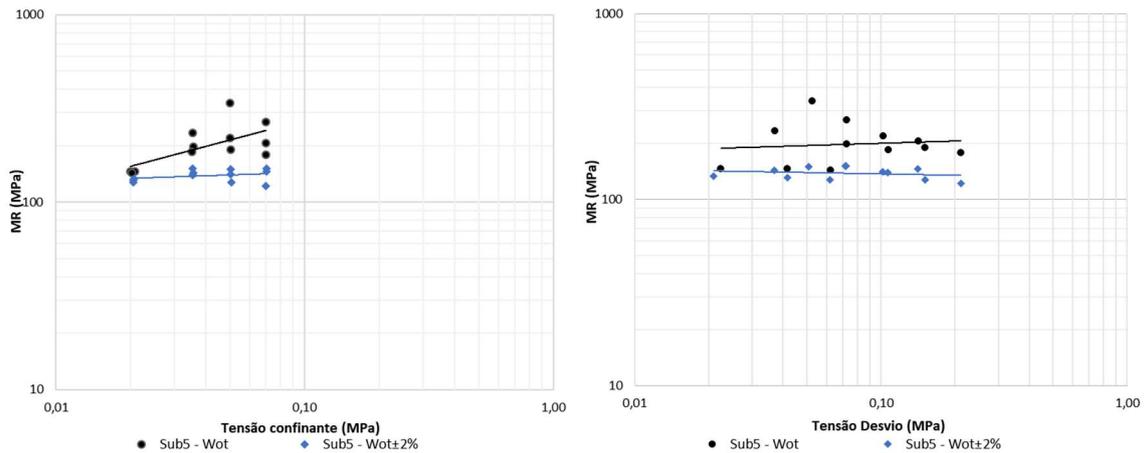


Figura 4.5 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 5

#### 4.1.1.6 Subleito 6

O Subleito 6 apresentou um comportamento também dependente da tensão desvio, semelhante aos outros solos estudados. A redução média foi de 68,0% nos pares de tensão, valor similar ao subleito 3 no  $\omega_{ot} + 2\%$ .

Além disso, o subleito 6 também não completou o último par de tensão, indicando uma deformação excessiva do CP, gerando um baixo  $r^2$  para o modelo  $k - \sigma_d$ . O modelo composto demonstrou ter um bom enquadramento par ambas a umidades. Houve também uma redução na inclinação da curva no modelo dependente da tensão confinante.

Tabela 4.11 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 6

Subleito 6 - CP2		Subleito 6 - CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0113	180,0	0,0374	55,6	69,1
0,0270	155,2	0,1023	39,6	74,5
0,0441	140,9	0,1748	34,5	75,5
0,0227	161,9	0,0752	47,3	70,8
0,0469	153,6	0,1886	37,2	75,7
0,0836	127,2	0,3461	30,5	76,0
0,0297	173,0	0,1047	48,4	72,0
0,0766	132,1	0,3025	33,2	74,9
0,1624	92,8	0,3890	39,1	57,9
0,0483	147,9	0,1307	53,9	63,5
0,1339	105,3	0,3414	41,3	60,8
0,2713	77,7	Par Não finalizado		

Tabela 4.12 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 6

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
Subleito 6	CP2	137,3	48,76	-0,31	0,33	53,44	-0,35	0,82	73,71	0,08	-0,34	0,81
	CP3	41,9	48,66	0,05	0,01	24,59	-0,19	0,34	50,83	0,38	-0,38	0,78

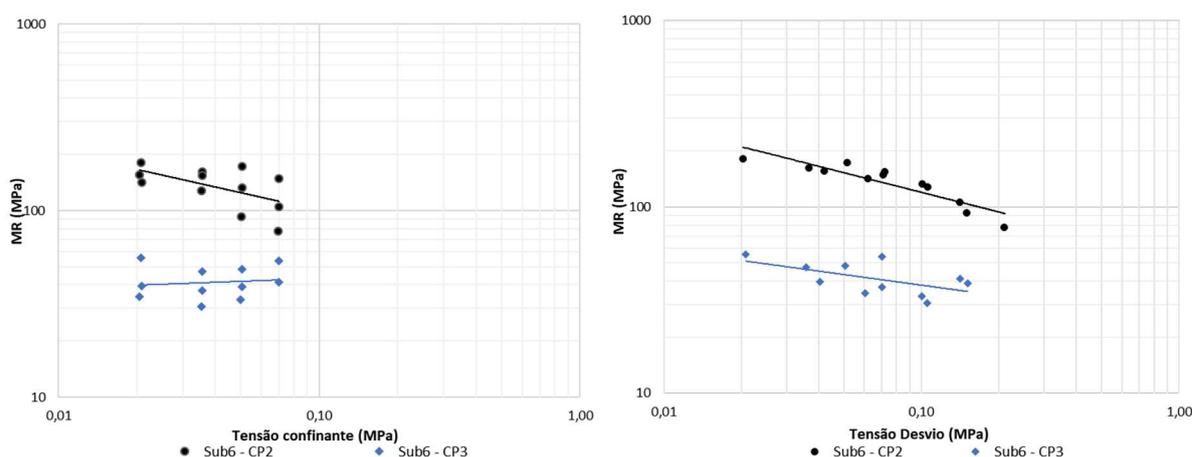


Figura 4.6 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 6

#### 4.1.2 Empréstimo concentrado

Nos empréstimos concentrados 1 e 2 foram estudados a estabilização química, com a adição de 4% de cal e a estabilização química e física, com a adição de 4% de cal

+ 20% de areia comercial. Essa estabilização dupla teve como objetivo inicial verificar a possível aplicação do solo para a camada de sub-base, porém tal premissa não foi comprovada nos ensaios de CBR. Em todos os CP's foi realizado a cura durante o período de 7 dias em uma câmara úmida hermeticamente fechada, para que não ocorresse a perda excessiva de umidade durante os ensaios.

Cada solo foi codificado de acordo com a estabilização e umidade, conforme apresentado na Tabela 4.13. A amostra na  $\omega_{ot} - 2\%$  é denominada como CP1, o CP2 para a amostra na  $\omega_{ot}$  e o CP3 para  $\omega_{ot} + 2\%$ . Os solos com a letra "A" são referentes apenas a estabilização química com cal. A letra "B" é para a estabilização química + física. Por exemplo, a amostra com o código EC1-B-CP2, foi empregado a umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ) com a estabilização química + física.

Tabela 4.13 - Identificação das estabilizações químicas e físicas dos solos de empréstimo concentrado

Código	Umidade	% de CAL	% de Areia
EC1-A-CP1	$\omega_{ot} - 2\%$	4%	0%
EC1-A-CP2	$\omega_{ot}$	4%	0%
EC1-A-CP3	$\omega_{ot} + 2\%$	4%	0%
EC1-B-CP1	$\omega_{ot} - 2\%$	4%	20%
EC1-B-CP2	$\omega_{ot}$	4%	20%
EC1-B-CP3	$\omega_{ot} + 2\%$	4%	20%
EC2-A-CP1	$\omega_{ot} - 2\%$	4%	0%
EC2-A-CP2	$\omega_{ot}$	4%	0%
EC2-A-CP3	$\omega_{ot} + 2\%$	4%	0%
EC2-B-CP1	$\omega_{ot} - 2\%$	4%	20%
EC2-B-CP2	$\omega_{ot}$	4%	20%
EC2-B-CP3	$\omega_{ot} + 2\%$	4%	20%

#### 4.1.2.1 Empréstimo Concentrado 1 (EC1-A)

O Empréstimo Concentrado 1 estabilizado com 4% de cal apresentou um fato interessante, o solo na umidade ótima apresentou um módulo de resiliência maior que o solo com  $\omega_{ot} - 2\%$  para os 3 primeiros pares, mas no módulo médio, o aumento de umidade resultou na redução média de 15,2%.

A redução do CP2 para o CP3 foi mais significativa a partir do par 0,05/0,200 MPa, no qual houve uma redução média de 20,4%. Os primeiros pares de tensão tiveram uma redução abaixo de 20%. Observa-se valores de reduções baixos, demonstrando que para

esse solo estabilizado as deformações são semelhantes, independente da umidade de compactação.

Tabela 4.14 - Resultados do módulo de resiliência – EC1-A

EC1-A-CP1		EC1-A-CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	EC1-A-CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)		$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,010778	209,86	0,009469	243,84	13,9	0,010467	209,64	0,1
0,021392	200,66	0,017223	253,71	20,9	0,019625	219,57	-9,4
0,030373	206,20	0,023427	272,06	24,2	0,02952	212,31	-3,0
0,007492	492,92	0,01249	310,01	-59,0	0,009487	398,04	19,2
0,01735	423,81	0,021877	334,07	-26,9	0,01971	367,92	13,2
0,019091	566,26	0,033388	323,00	-75,3	0,035576	303,19	46,5
0,015634	334,18	0,012899	417,85	20,0	0,016684	320,73	4,0
0,017315	597,39	0,029145	355,20	-68,2	0,036476	282,65	52,7
0,036673	418,39	0,045554	336,14	-24,5	0,059786	256,08	38,8
0,012678	580,24	0,018207	405,87	-43,0	0,022247	326,26	43,8
0,033653	426,78	0,037965	377,73	-13,0	0,052102	274,47	35,7
0,060282	353,50	0,062869	339,51	-4,1	0,095864	221,74	37,3
0,022138	489,68	0,025639	422,26	-16,0	0,032803	329,28	32,8
0,056532	377,27	0,063447	335,84	-12,3	0,090969	233,39	38,1
0,096568	329,61	0,105668	301,26	-9,4	0,164449	193,00	41,4
0,031946	451,28	0,03626	397,15	-13,6	0,050479	284,18	37,0
0,079912	354,43	0,08739	324,08	-9,4	0,14041	201,07	43,3
0,142402	296,90	0,150577	280,73	-5,8	0,257186	164,45	44,6

Em todas as umidades, o EC-1-A não teve um bom enquadramento em nenhum dos modelos. Tal fato pode ser explicado devido a heterogeneidade das reações que ocorrem com a cal dentro do CP.

Tabela 4.15 - Modelos e coeficientes de regressões – EC1-A

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
EC1-A	CP1	395,0	666,88	0,2	0,15	456,46	0,09	0,04	732,51	0,356	-0,156	0,19
	CP2	335,0	475,45	0,13	0,26	361,01	0,04	0,04	521,35	0,28	-0,154	0,43
	CP3	266,6	212,52	-0,07	0,04	187,72	-0,14	0,22	255,85	0,233	-0,305	0,35

Observa-se na Figura 4.7 que em todos os CPs, os pontos ficaram muito dispersos das linhas de tendência, todavia, não foi possível realizar novos ensaios devido a indisponibilidade de material. Outro fato observado que para o CP3, houve uma alteração

da inclinação das curvas, mostrando a mudança de comportamento do solo com a adição de umidade, fato também observado em certos solos *in natura* do subleito.

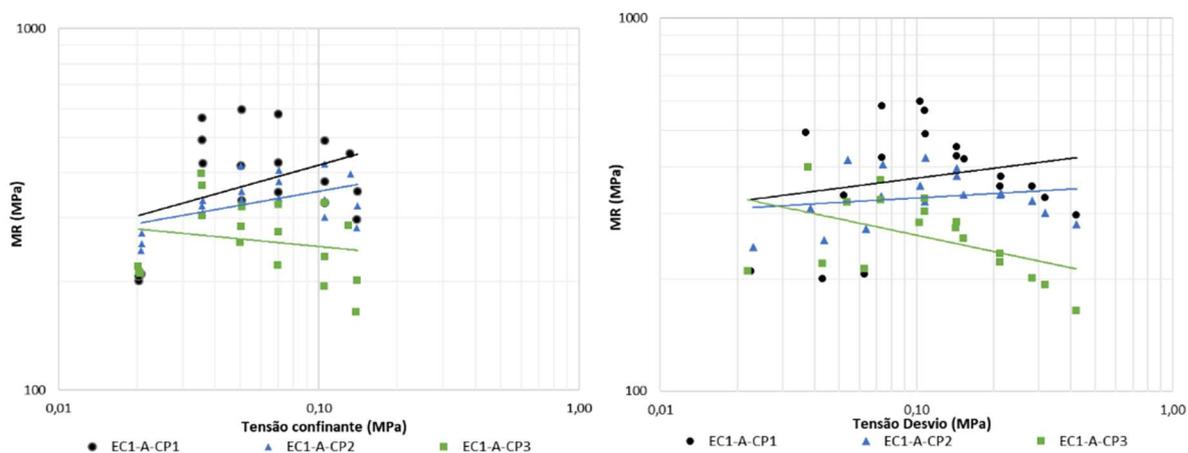


Figura 4.7 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC1-A

#### 4.1.2.2 Empréstimo Concentrado 1 com 4% de Cal + 20% de Areia (EC1-B)

A adição de areia no Empréstimo Concentrado 1 não resultou em um aumento significativo do módulo de resiliência, demonstrando que em termos de resiliência, a adição de areia pode não gerar respostas elásticas maiores, entretanto, por se tratar de um solo expansivo, a adição de areia resulta na diminuição da expansibilidade, fator a ser levado em consideração.

A redução do MR em relação ao ponto  $\omega_{ot} - 2\%$  para o ponto  $\omega_{ot}$  foi menor quando comparado ao EC1-A, com uma redução média de 5,12%.

A adição de 2% de água em relação ao ponto ótimo gerou uma redução de 37,7% do MR. Ao comparar a mesma adição do solo *in natura* de subleito, é possível afirmar que ambas as estabilizações químicas e/ou físicas são benéficas no módulo de resiliência, pois geram uma redução menor do MR com o aumento da umidade.

A adição de areia resultou também em uma menor dispersão dos pontos, no qual a adição de 20% de areia alterou o comportamento do solo, aumentando o coeficiente de determinação para o modelo de tensão confinante e modelo composto.

Tabela 4.16 - Resultados do módulo de resiliência – EC1-B

EC1-B-CP1		EC1-B-CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	EC1-B-CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)		$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,007	296,272	0,009	256,528	13,415	0,009	277,305	-8,099
0,017	258,330	0,016	263,025	-1,818	0,017	257,876	1,958
0,024	259,386	0,024	264,997	-2,163	0,025	255,740	3,493
0,009	393,898	0,011	344,894	12,441	0,014	276,646	19,788
0,021	349,702	0,021	353,610	-1,117	0,027	268,779	23,990
0,032	338,455	0,031	351,615	-3,888	0,044	244,325	30,513
0,011	473,638	0,013	400,473	15,447	0,019	276,842	30,871
0,027	391,286	0,026	393,857	-0,657	0,040	255,786	35,056
0,040	388,486	0,041	373,259	3,920	0,072	211,956	43,215
0,018	414,995	0,017	439,761	-5,968	0,025	298,421	32,140
0,035	413,703	0,035	413,242	0,111	0,061	233,580	43,476
0,052	406,759	0,056	380,882	6,362	0,129	164,215	56,886
0,024	458,317	0,024	463,704	-1,176	0,039	276,265	40,422
0,048	442,831	0,051	419,370	5,298	0,124	170,604	59,319
0,077	417,035	0,088	361,116	13,409	0,227	139,015	61,504
0,031	470,374	0,032	457,004	2,842	0,059	243,094	46,807
0,067	425,647	0,074	383,149	9,984	0,193	146,094	61,870
0,106	397,561	0,133	318,253	19,949	0,306	137,989	56,642

Observa-se que o aumento de 2% de umidade em relação ao ponto ótimo alterou a inclinação da curva, comportamento verificado em outros solos nessa pesquisa, indicando novamente o aumento significativo da deformação no decorrer do ensaio.

Tabela 4.17 - Modelos e coeficientes de regressões – EC1-B

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
EC1-B	CP1	388,7	740,20	0,23	0,69	497,34	0,12	0,26	1032,8	0,36	-0,13	0,78
	CP2	368,8	640,23	0,20	0,52	451,44	0,10	0,18	861,86	0,32	-0,13	0,61
	CP3	229,7	108,57	-0,25	0,39	116,38	-0,29	0,75	103,57	0,13	-0,38	0,78

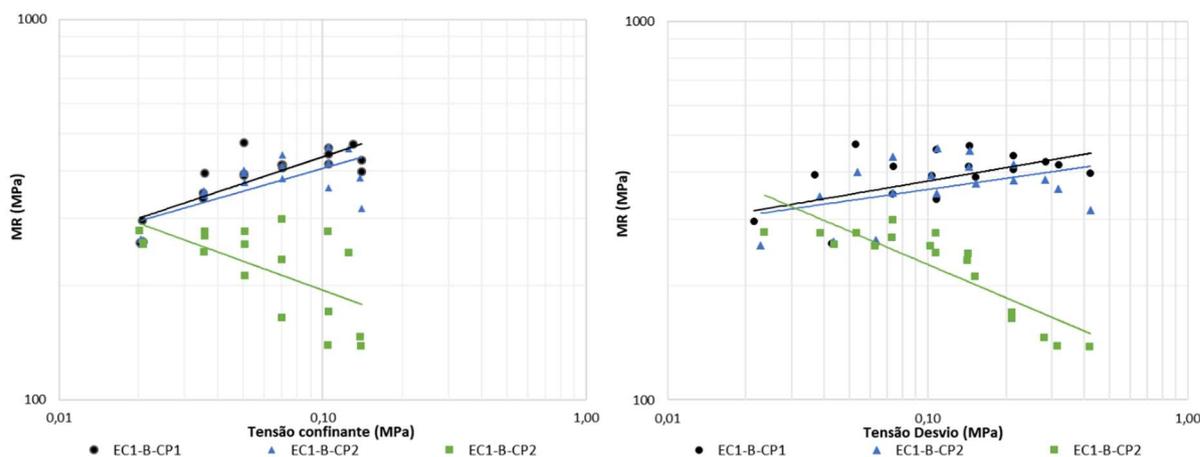


Figura 4.8 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC1-B

#### 4.1.2.3 Empréstimo Concentrado 2 com 4% de Cal (EC2-A)

O EC2-A-CP3 demonstrou ter uma alta deformação durante os 1500 ciclos de condicionamento da amostra, no qual houve uma deformação excessiva, ultrapassando os limites de 25mm dos LVDT's. Devido a isso, o ensaio não foi finalizado.

Dentre todos os empréstimos estudados na BR-319/AM, o EC2-A teve uma queda mais acentuada na massa específica seca do ponto  $\omega_{ot}$  para o  $\omega_{ot} + 2\%$ , fato não constatado anteriormente em outros solos da rodovia. Sua composição é similar à do subleito 5, com uma presença um pouco maior de areia fina e menor de argila, porém o subleito 5 foi o que menor apresentou redução do MR com o aumento de umidade, fato não constatado no EC2-A, no qual a amostra no  $\omega_{ot} + 2\%$  não finalizou o ensaio.

A redução do MR do CP1 para o CP2 foi em média de 17,7%, valor um pouco superior aos outros solos estabilizados.

O CP1 e CP2 tiveram um bom enquadramento no modelo composto, com  $r^2$  superiores a 0,77, acontecimento não observado para o EC1-A.

O EC2-A-CP1 teve um comportamento mais dependente da tensão confinante, devido a adição de 20% de areia. Na Figura 4.9 verifica-se que os pontos não tiveram uma dispersão alta da linha de tendência do modelo dependente da tensão confinante, acontecimento confirmado também pelos valores de  $r^2$ .

Tabela 4.18 - Resultados do módulo de resiliência – EC2-A

EC2-A-CP1		EC2-A-CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	EC2-A-CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)		$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,008084	273,30	0,008415	273,85	-0,2			-
0,014943	289,51	0,015931	271,61	6,2			-
0,022618	279,06	0,023447	269,51	3,4			-
0,01086	350,34	0,011847	323,17	7,8			-
0,020415	358,28	0,024348	299,82	16,3			-
0,032256	336,41	0,036603	295,39	12,2			-
0,012331	425,95	0,015034	354,22	16,8			-
0,027766	371,77	0,031213	329,99	11,2			-
0,04067	378,60	0,051967	295,66	21,9	Ensaio não finalizado		-
0,017559	418,68	0,02002	368,07	12,1			-
0,035201	410,26	0,044862	320,47	21,9			-
0,050392	424,26	0,069869	304,80	28,2			-
0,025892	421,72	0,030565	355,39	15,7			-
0,049582	431,25	0,064732	329,53	23,6			-
0,075395	423,02	0,101431	313,91	25,8			-
0,03243	449,52	0,038334	376,14	16,3			-
0,061269	463,60	0,084686	334,73	27,8			-
0,097152	436,23	0,144409	292,92	32,9			-

Tabela 4.19 - Modelos e coeficientes de regressões – EC2-A

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
EC2- A	CP1	385,7	753,00	0,24	0,88	536,03	0,15	0,54	767,66	0,27	-0,03	0,89
	CP2	317,2	420,86	0,10	0,42	344,85	0,03	0,04	457,64	0,24	-0,14	0,78
	CP3					Ensaio não finalizado						

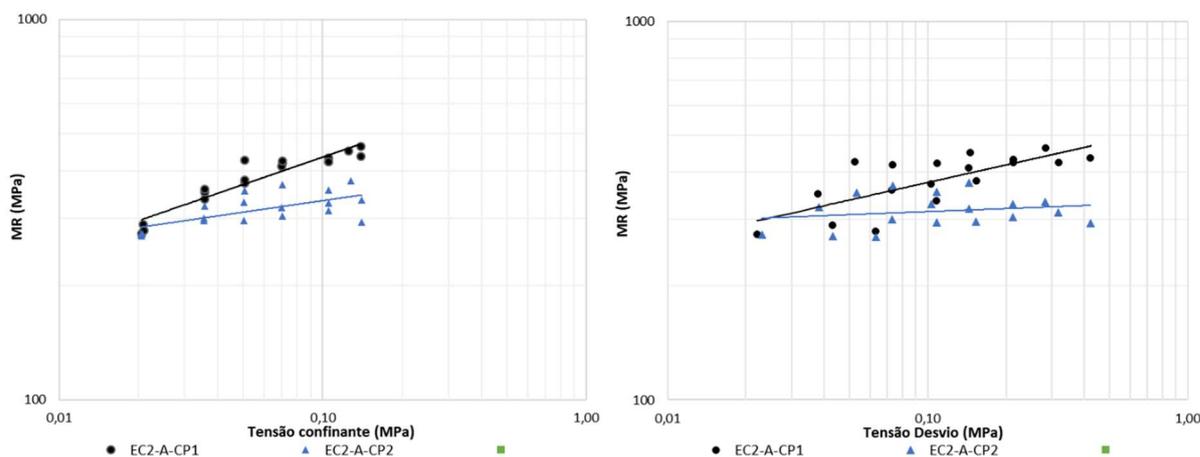


Figura 4.9 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC1-B

#### 4.1.2.4 Empréstimo Concentrado 4 com 4% de Cal + 20% Areia (EC2-B)

O Empréstimo Concentrado 2 com estabilização química e física mostrou ter um comportamento semelhante ao EC2-A, no qual a adição de areia resultou em um aumento comportamento mais dependente da tensão confinante para o CP1 e CP2. A redução do CP1 para o CP2 foi em média de 9,1%, valor próximo aos outros solos.

O EC2-B-CP3 reduziu o MR em cerca de 37,6% em relação ao CP2. Quando comparado com o EC1-B-CP3, a redução foi basicamente a mesma. Comparado apenas a estabilização química, no qual o ensaio não foi completado, a redução com adição de areia é menor, porém não é possível mensurar, devido ao EC2-A não ter finalizado do ensaio.

E novamente a dupla estabilização resultou em uma menor diminuição do MR com o aumento da umidade, mostrando que a estabilização química e/ou física é propícia para esse tipo de solo, diminuindo as deformações com o ganho de umidade.

O CP1 teve um ótimo enquadramento para o modelo dependente da tensão confinante e o modelo composto, com um  $r^2$  de 0,94 para ambos os modelos. O CP2 foi o que teve o pior enquadramento para o modelo composto, com o  $r^2$  de 0,68. O CP3 teve um enquadramento superior ao CP1 e CP2 para o modelo dependente da tensão desvio.

Tabela 4.20 - Resultados do módulo de resiliência – EC2-B

EC2-B-CP1		EC2-B-CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	EC2-B-CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)		$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,008158	289,58	0,005716	399,95	-38,1	0,008532	274,83	31,3
0,015499	278,49	0,015024	290,37	-4,3	0,016407	262,52	9,6
0,022188	285,44	0,023189	272,13	4,7	0,023462	268,27	1,4
0,011177	344,85	0,01037	364,87	-5,8	0,013536	281,14	22,9
0,020314	361,64	0,021394	342,55	5,3	0,026252	277,86	18,9
0,028717	379,48	0,029968	362,11	4,6	0,042988	250,82	30,7
0,012564	427,38	0,015026	353,48	17,3	0,018131	292,18	17,3
0,02415	429,74	0,025152	409,53	4,7	0,041103	250,58	38,8
0,03647	421,70	0,03928	390,77	7,3	0,069245	220,34	43,6
0,017134	430,98	0,01813	408,36	5,2	0,026092	278,97	31,7
0,031413	459,79	0,03577	402,23	12,5	0,060144	236,77	41,1
0,048466	441,31	0,055535	385,18	12,7	0,112578	188,30	51,1
0,021705	502,49	0,024421	446,85	11,1	0,041604	258,72	42,1
0,043494	493,57	0,051294	416,77	15,6	0,106934	198,64	52,3
0,064468	495,54	0,078985	403,84	18,5	0,182616	173,54	57,0
0,026441	548,62	0,032183	448,82	18,2	0,056305	255,21	43,1
0,053537	531,84	0,064698	438,92	17,5	0,15104	186,56	57,5
0,085705	495,10	0,109733	385,61	22,1	0,259685	162,09	58,0

Tabela 4.21 - Modelos e coeficientes de regressões – EC2-B

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
EC2-B	CP1	423,2	1017,3	31,00	0,94	669,43	0,22	0,63	1020,6	0,32	-0,01	0,94
	CP2	384,6	592,47	0,15	0,58	452,74	0,08	0,20	624,78	0,25	-0,09	0,68
	CP3	239,9	139,22	-0,19	0,42	148,12	-0,21	0,80	165,02	0,08	-0,27	0,82

Assim como os outros solos estabilizados, o EC2-B-CP3 também apresentou uma mudança da inclinação das curvas de tendência nos modelos dependentes da tensão confinante e desvio.

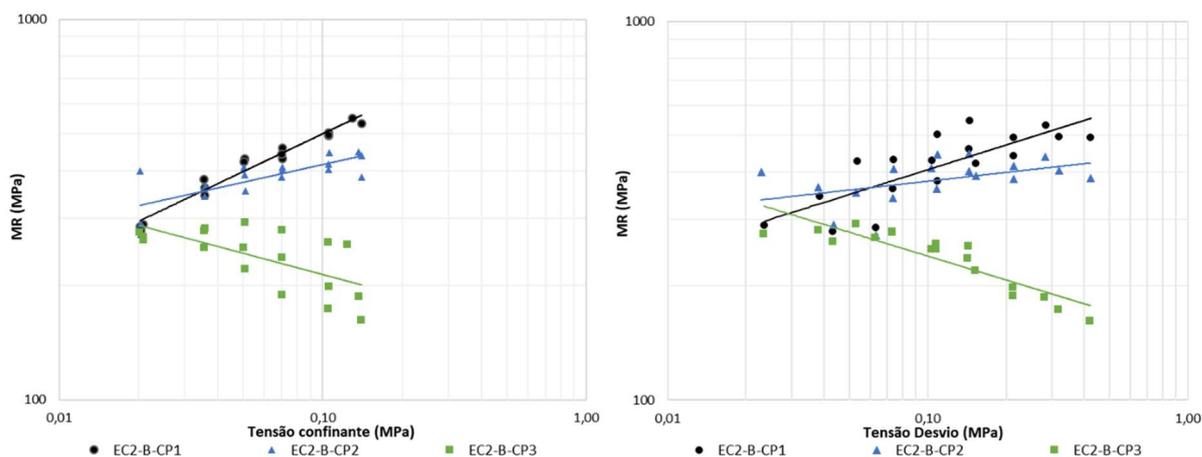


Figura 4.10 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC2-B

#### 4.1.2.5 Empréstimo Concentrado 3 com 10% de cimento (EC3-1)

Conforme mencionado, para o EC-3-1 estabilizado com 10% de cimento foram realizadas duas metodologias para obtenção do módulo de resiliência. A seguir são apresentados os resultados referentes ao ensaio utilizando a norma DNIT 134/2018-ME.

Para essa estabilização ocorreu um fato inusitado, com o aumento do MR com a umidade. De acordo com Medina (1978), misturas de solo-cimento, inicialmente ocorrem as reações físico-químicas, que modifica o pH da solução eletrolítica, devido a hidratação do cimento que liberam cátions  $Ca^{++}$  e reagem com os argilominerais. Segundo Sandroni & Consoli (2010) há outros fatores além da quantidade de material que regulam o grau de cimentação, como os fatores de condições de umidades, densidade e a forma.

Na pesquisa realizada por Foppa (2005), de maneira geral, ocorre um aumento da resistência do solo com o teor de umidade, até um valor ótimo. A partir desse ponto ótimo, há uma diminuição da resistência. Esse fato explica o aumento de 6,1% do módulo do CP1 para o CP2.

A redução do CP2 para o CP3 foi em média de 26,4%, valor inferior as outras estabilizações com cal e cal + areia. O tempo de cura de 7 dias em câmara úmida pode não ter sido o suficiente para o ganho de resistência total do CP.

Tabela 4.22 - Resultados do módulo de resiliência – EC3-1

EC3-CP1		EC3-CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	EC3-CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)		$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0057	448,5	0,0053	439,9	1,9	0,0062	422,1	4,0
0,0101	430,5	0,0105	419,7	2,5	0,0102	423,7	-1,0
0,0143	449,4	0,0152	420,3	6,5	0,0168	379,7	9,7
0,0068	591,6	0,0061	612,1	-3,5	0,0081	485,0	20,8
0,0129	573,9	0,0116	633,9	-10,5	0,0169	433,5	31,6
0,0195	563,1	0,0172	633,8	-12,5	0,0238	460,4	27,4
0,0061	905,6	0,0061	867,5	4,2	0,0133	409,9	52,7
0,0142	738,6	0,0136	766,3	-3,8	0,0208	502,4	34,4
0,0211	739,1	0,0185	836,5	-13,2	0,0278	557,0	33,4
0,0081	912,6	0,0081	903,0	1,1	0,0129	570,5	36,8
0,0171	849,5	0,0164	884,9	-4,2	0,0224	648,9	26,7
0,0244	885,9	0,0214	1008,2	-13,8	0,0317	681,9	32,4
0,0108	1022,3	0,0108	1004,6	1,7	0,0144	764,2	23,9
0,0206	1049,2	0,0185	1163,4	-10,9	0,0260	829,0	28,7
0,0309	1041,2	0,0272	1182,2	-13,6	0,0391	821,4	30,5
0,0121	1202,8	0,0109	1325,6	-10,2	0,0163	894,8	32,5
0,0256	1120,9	0,0224	1279,3	-14,1	0,0299	958,9	25,0
0,0376	1135,2	0,0319	1337,8	-17,9	0,0432	986,2	26,3

A estabilização com cimento gerou um solo com dependência da tensão confinante, apresentando um  $r^2$  acima de 0,89 para todas as umidades, comportamento geralmente visto em solos com características arenosas. O modelo composto teve um ótimo enquadramento para a estabilização química com cimento, se mostrando recomendável para esse solo.

Não houve a mudança de inclinação das curvas de tendência com o aumento de umidade, confirmando o aumento da rigidez com a inserção de cimento.

Tabela 4.23 - Modelos e coeficientes de regressões – EC3-1

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
EC3-1	CP1	814,4	3255,6	0,50	0,96	1635,1	0,34	0,59	5.821	0,559	-0,056	0,96
	CP2	873,3	4150,2	0,57	0,97	1999,9	0,40	0,69	7.630	0,538	0,033	0,97
	CP3	623,9	2174,0	0,46	0,89	1290,4	0,35	0,72	3432,3	0,368	0,092	0,90

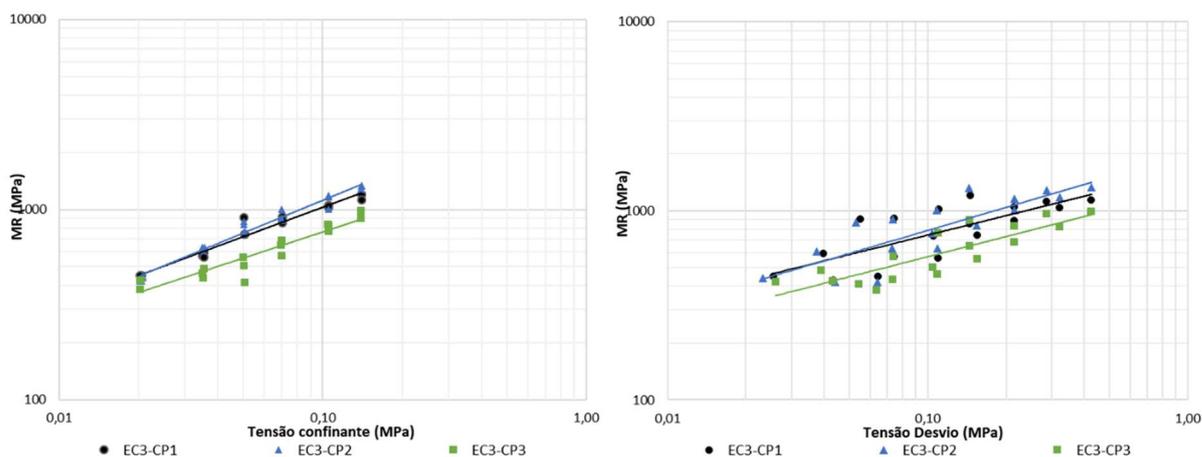


Figura 4.11 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC-3-1

#### 4.1.2.1 Empréstimo Concentrado 3 com 10% de cimento (EC3-2)

A seguir são apresentados os resultados do EC3-2 referentes ao ensaio utilizando a norma DNIT 181/2018-ME para o solo com adição de 10% de cimento.

Como foi utilizado o mesmo corpo de prova para as duas metodologias, os resultados se mostraram divergentes nos valores médios de MR. O CP2 exibiu valores de módulos maiores, com um crescimento de 5,9%. Já a redução do CP2 para o CP3 foi menor, com apenas 4,3%, menor valor encontrado nessa pesquisa.

Os valores de módulos foram bem inferiores quando não aplicado a tensão confinante. Esse acontecimento corrobora para a adequada definição das condições de ensaio, em que a mudança de metodologia pode alterar drasticamente os resultados, modificando as condições de dimensionamento da estrutura do pavimento. Todavia é importante frisar que os valores baixos de MR podem também estar associados à sensibilidade dos LVDTs, no qual solos estabilizados requerem sensores com maior acurácia.

As linhas de tendência se mostraram paralelas, no qual não houve a mudança de inclinação com o aumento de umidade.

Tabela 4.24 - Resultados do módulo de resiliência – EC-3-2

EC3-CP1		EC3-CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	EC3-CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)		$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0693	149,57	0,0597	173,75	-16,2	0,0621	167,57	3,6
0,0870	235,46	0,0795	257,87	-9,5	0,0841	243,20	5,7
0,1008	303,19	0,1008	302,84	0,1	0,1013	301,53	0,4
0,1112	365,05	0,1105	367,61	-0,7	0,1136	357,58	2,7
0,1224	413,86	0,1185	427,56	-3,3	0,1306	387,82	9,3

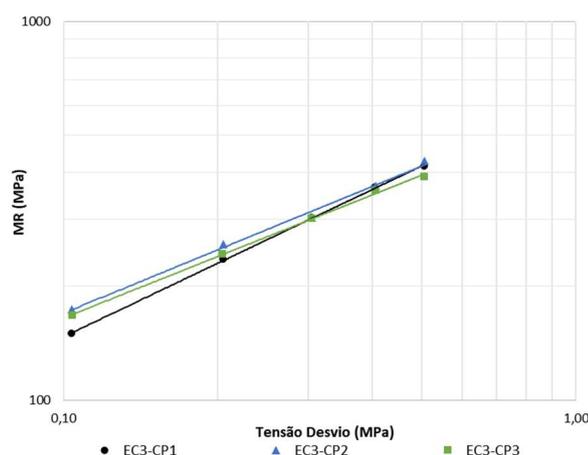


Figura 4.12 - Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC-3-2

## 4.2 BR-156/AP

### 4.2.1 Subleito

#### 4.2.1.1 Subleito 7

Dentre todos os subleitos da BR-156, o subleito 7 foi o único classificado como NG', além da alta plasticidade. O acréscimo de 2% de umidade não interferiu drasticamente nos valores de MR, com uma redução entre 14% e 16% em cada acréscimo de umidade. O CP1 apresentou um módulo de resiliência médio de 158 MPa, valor considerado baixo para o ramo seco, no qual há a atuação da sucção para o ganho de resistência do CP, porém é importante ressaltar que o solo apresenta uma umidade alta de compactação.

Para o CP2, o módulo médio foi de 134 MPa, nota-se que em dois pares de tensão 0,050/0,150 MPa e 0,070/0,210 MPa o módulo foi maior que no CP1, situação também verificada do CP2 para o CP3.

O CP3 teve módulos baixos nos últimos dois pares de tensão, indicando a alta deformação do solo com o acréscimo da tensão desvio.

Tabela 4.25 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 7

Sub7 – CP1		Sub7 – CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	Sub7 – CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)		$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0154	144,0	0,0178	123,1	14,5	0,0161	138,3	-12,4
0,0268	158,3	0,0347	121,3	23,4	0,0341	122,1	-0,6
0,0411	152,0	0,0521	118,8	21,9	0,0560	109,8	7,5
0,0221	169,4	0,0274	135,4	20,0	0,0268	137,0	-1,1
0,0434	166,5	0,0543	132,2	20,6	0,0619	115,5	12,6
0,0663	161,4	0,0814	131,1	18,7	0,1080	98,1	25,2
0,0286	184,0	0,0369	141,7	23,0	0,0399	129,8	8,4
0,0605	168,6	0,0746	137,4	18,5	0,0956	105,8	23,0
0,1105	136,6	0,1092	138,7	-1,6	0,1766	85,4	38,5
0,0403	179,1	0,0495	145,5	18,8	0,0574	124,6	14,4
0,0934	151,4	0,0962	147,5	2,6	0,1419	99,4	32,6
0,1693	124,4	0,1467	144,3	-16,0	0,2372	88,9	38,4

Distinto dos outros solos, o subleito 7 teve um fato particular. O CP2 teve um comportamento dependente da tensão confinante com um  $r^2$  de 0,97, entretanto o CP3 teve um comportamento dependente da tensão desvio. Nota-se que o CP1 teve uma curva paralela ao eixo das abscissas no modelo dependente de tensão confinante, com pontos afastados em 3 pares de tensão, este fato esclarece a razão o CP1 ter apresentado um  $r^2$  baixo em todos os modelos.

O aumento da umidade causou a mudança na inclinação das curvas, devido a mudança do comportamento dependente da tensão confinante para desvio, estendendo a uma diminuição do MR no decorrer do ensaio.

Tabela 4.26 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 7

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
Sub7	CP1	158,0	156,85	0,00	0,00	129,82	-0,07	0,18	200,19	0,15	-0,10	0,35
	CP2	134,8	218,25	0,15	0,97	160,20	0,07	0,37	221,52	0,17	-0,02	0,98
	CP3	112,8	68,86	-0,15	0,19	61,24	-0,23	0,86	80,51	0,15	-0,31	0,94

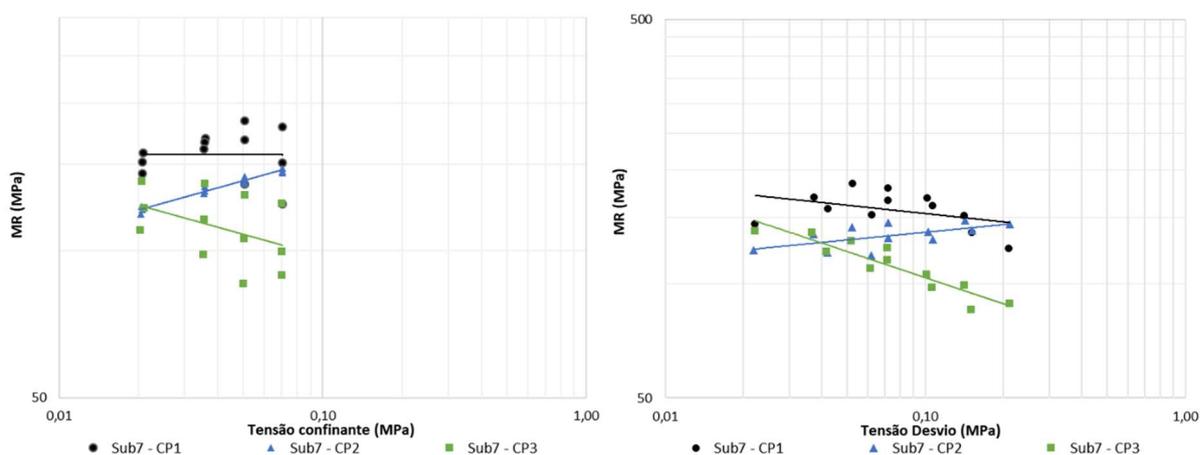


Figura 4.13 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 7

#### 4.2.1.2 Subleito 8

O subleito 8 têm uma maior quantidade de argila e pedregulho em sua composição resultando em uma redução extremamente baixa do módulo com o ganho de umidade. O solo teve módulos altos para a energia de compactação, do CP1 para o CP2, a redução foi de apenas 16,8%. O CP2 para o CP3, os valores foram semelhantes, com uma redução de 15,0%, o menor valor encontrado na rodovia. Observa-se que nos dois últimos pares, a perda de resiliência foi mais drástica, com uma média de 37%, demonstrando uma deformação excessiva do CP com o aumento da tensão desvio.

Tabela 4.27 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 8

Sub8 – CP1		Sub8 – CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	Sub8 – CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)		$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0087	269,4	0,0109	205,6	23,7	0,0109	212,2	-3,2
0,0159	271,5	0,0208	204,6	24,6	0,0215	200,3	2,1
0,0240	264,4	0,0297	212,1	19,8	0,0307	204,1	3,8
0,0124	306,0	0,0145	255,9	16,4	0,0170	220,8	13,7
0,0238	306,9	0,0299	243,0	20,8	0,0308	236,7	2,6
0,0379	285,5	0,0430	251,3	12,0	0,0487	220,9	12,1
0,0146	367,7	0,0198	265,0	27,9	0,0193	277,5	-4,7
0,0316	326,0	0,0388	266,1	18,4	0,0439	233,9	12,1
0,0520	293,6	0,0585	261,7	10,9	0,0830	182,6	30,2
0,0199	369,9	0,0249	294,6	20,3	0,0317	229,8	22,0
0,0441	323,9	0,0488	294,2	9,2	0,0696	204,6	30,4
0,0754	281,5	0,0727	292,8	-4,0	0,1278	165,3	43,6

Apenas o CP2 teve um comportamento dependente da tensão confinante. Houve uma mudança de inclinação da linha de tendência do modelo dependente da tensão desvio.

O modelo composto se mostrou recomendável para o CP1 e CP2. O CP3 por ter apresentado deformações maiores nos últimos pares, gerou um  $r^2$  baixo.

Tabela 4.28 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 8

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
Sub8	CP1	305,5	518,09	0,17	0,48	319,79	0,02	0,01	616,95	0,30	-0,11	0,88
	CP2	253,9	615,95	0,28	0,97	363,31	0,14	0,48	618,92	0,28	0,00	0,97
	CP3	215,7	206,90	-0,01	0,00	167,58	-0,09	0,21	268,74	0,17	-0,13	0,33

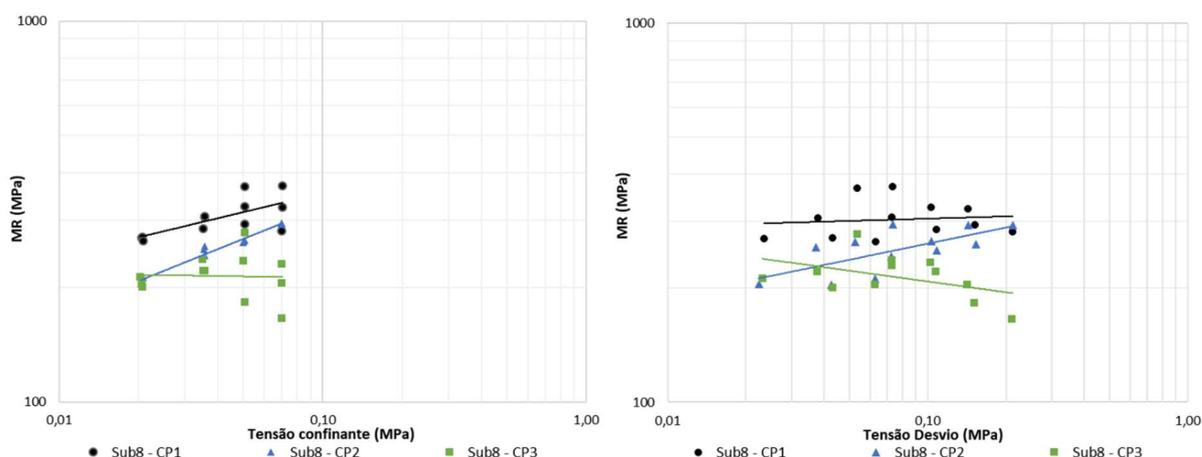


Figura 4.14 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 8

#### 4.2.1.3 Subleito 9

O subleito 9 foi o único subleito classificado como LG'. O CP2 teve módulos maiores ao CP1 no último par de tensão, sendo que nos últimos 4 pares, a redução foi menor. Esse tipo de comportamento não foi verificado em nenhum outro solo. A média de redução do CP1 para o CP2 foi semelhante à média do CP2 para o CP3, em torno de 27 a 28%.

Outro fato inusitado foi que o CP1 teve uma linha de tendência paralela ao eixo das abscissas, em outras palavras, um MR constante, entretanto, o CP2 não teve o mesmo comportamento. O CP2 e CP3 tiveram um comportamento dependente da tensão desvio, e um ótimo enquadramento no modelo composto.

Tabela 4.29 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 9

Sub9 – CP1		Sub9 – CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	Sub9 – CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)		$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0082	275,7	0,0189	120,9	56,1	0,0127	170,8	-41,3
0,0169	252,3	0,0296	143,7	43,0	0,0288	146,1	-1,6
0,0270	233,9	0,0389	161,2	31,1	0,0454	136,5	15,3
0,0133	284,3	0,0240	156,1	45,1	0,0233	158,7	-1,7
0,0283	256,6	0,0406	178,3	30,5	0,0500	143,8	19,3
0,0420	257,2	0,0560	193,4	24,8	0,0842	126,3	34,7
0,0182	288,6	0,0304	173,2	40,0	0,0334	155,1	10,5
0,0376	274,1	0,0499	206,2	24,8	0,0786	128,8	37,5
0,0659	231,2	0,0723	209,7	9,3	0,1486	101,4	51,6
0,0282	258,0	0,0336	216,4	16,1	0,0503	142,5	34,1
0,0583	245,2	0,0627	226,2	7,7	0,1227	114,8	49,2
0,0955	222,3	0,0928	229,1	-3,0	0,2177	96,7	57,8

Observa-se que no gráfico da tensão desvio, que o CP1 e CP3 tiveram uma inclinação da linha de tendência semelhante.

Tabela 4.30 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 9

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto			
		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>
CP1	256,6	233,02	-0,03	0,03	204,04	-0,09	0,46	265,91	0,12	-0,13	0,61
Sub9 CP2	184,5	595,52	0,37	0,79	377,30	0,28	0,85	580,16	0,20	0,20	0,97
CP3	135,1	67,47	-0,21	0,33	68,89	-0,25	0,90	83,88	0,08	-0,27	0,90

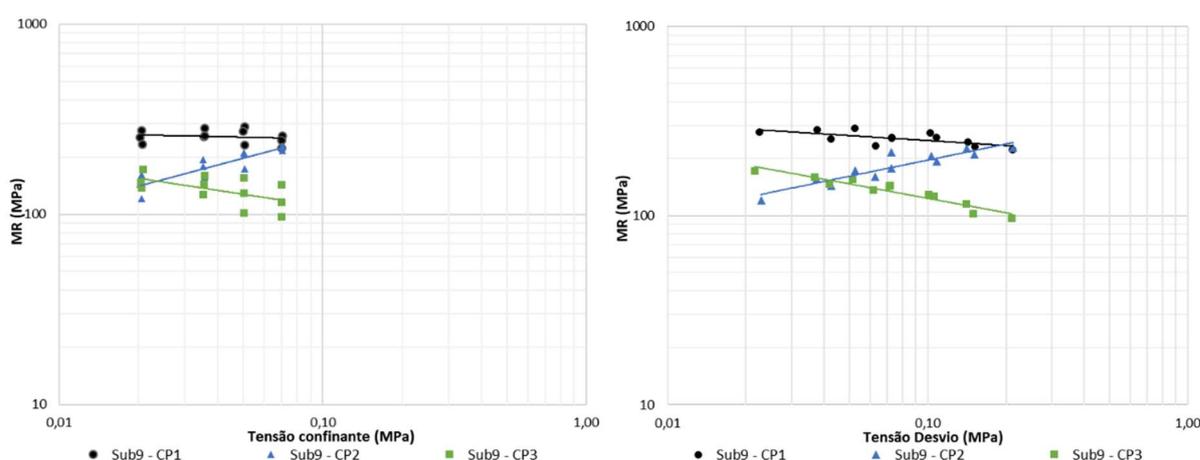


Figura 4.15 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 9

#### 4.2.1.4 Subleito 10

O Subleito 10 teve valores de módulos altos, alcançado o maior valor para o CP1 com uma média de 403 MPa. Dentre os subleitos da rodovia, o subleito 8 foi o que mais se aproximou no valor de módulo do subleito 10 no ponto ótimo, entretanto, as características do solo foram distintas, além da classificação MCT. O Subleito 10 teve uma redução mais acentuada com o ganho de umidade, do CP1 para o CP2. A perda de resiliência foi em torno de 40,3%, valor bem mais alto quando comparado com o Subleito 8 (16,8%).

A redução do CP2 para o CP3 foi cerca de 44,8%, valor elevado quando comparado com o Subleito 7, 8 e 9.

Tabela 4.31 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 10

Sub10 – CP1		Sub10 – CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	Sub10 – CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)		$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0065	353,1	0,0091	258,3	26,8	0,0146	150,9	41,6
0,0144	300,6	0,0186	230,3	23,4	0,0342	122,4	46,9
0,0214	296,2	0,0277	226,5	23,5	0,0548	112,6	50,3
0,0108	348,7	0,0141	268,2	23,1	0,0210	175,5	34,6
0,0197	371,6	0,0289	251,9	32,2	0,0485	148,1	41,2
0,0266	408,3	0,0478	225,4	44,8	0,0947	111,7	50,4
0,0117	451,4	0,0186	285,5	36,8	0,0282	183,1	35,8
0,0216	479,6	0,0438	234,4	51,1	0,0720	141,0	39,9
0,0358	429,2	0,0776	194,9	54,6	0,1677	89,5	54,1
0,0157	469,1	0,0249	292,8	37,6	0,0471	152,7	47,9
0,0311	464,2	0,0621	229,0	50,7	0,1118	125,9	45,0
0,0458	466,2	0,1121	188,2	59,6	0,2210	95,1	49,5

Apenas o CP2 teve um comportamento dependente da tensão confinante, com um ganho de resiliência no decorrer do ensaio. O CP2 e CP3 tiveram as linhas de tendência paralelas ao eixo das abcissas para o modelo dependente da tensão confinante. No modelo dependente da tensão desvio, houve uma mudança de inclinação no CP2 e CP3.

Tabela 4.32 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 10

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
Sub 10	CP1	403,2	1176,5	0,34	0,85	615,76	0,17	0,39	1211,9	0,35	-0,01	0,84
	CP2	240,5	220,89	-0,02	0,01	163,73	-0,15	0,47	280,24	0,24	-0,24	0,80
	CP3	134,0	117,31	-0,03	0,01	70,91	-0,24	0,46	161,86	0,40	-0,42	0,78

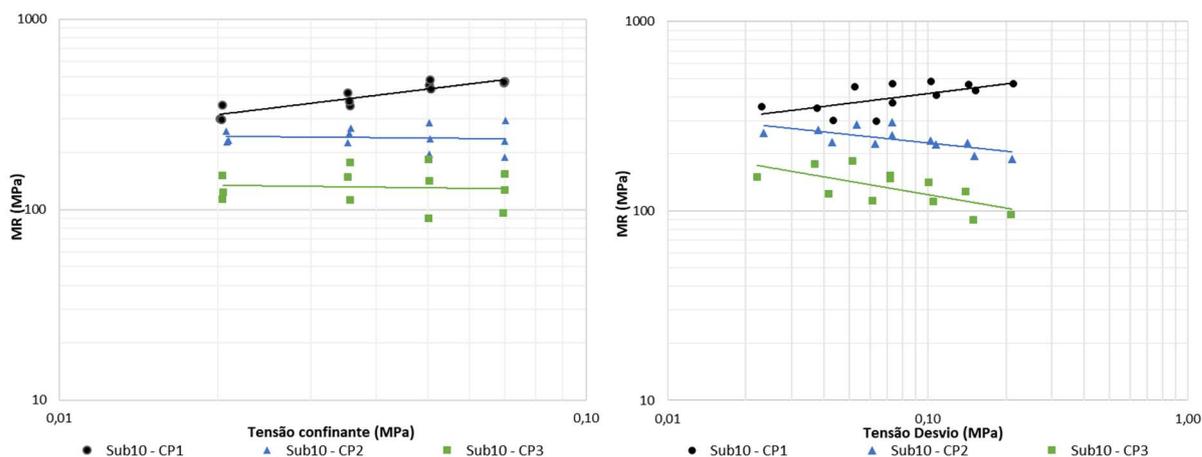


Figura 4.16 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 10

#### 4.2.1.5 Subleito 11

Dentre todos os solos de subleito da BR-156/AP, o Subleito 11 teve a maior perda de resiliência com o aumento da umidade. O CP3 não completou o último par de tensão devido as altas deformações.

No par 0,05/0,05 MPa, o CP1 obteve um valor de MR extremamente alto, provavelmente devido a algum erro na medição das deformações. A diminuição do MR do CP1 para o CP2 foi maior a partir do quarto par de tensão, demonstrando maiores deformações com o aumento da tensão desvio e confinante.

A redução do CP2 para o CP3 foi constante durante todo o ensaio, porém com o maior valor verificado em toda a pesquisa, com cerca de 73,4%.

Tabela 4.33 - Resultados do módulo de resiliência – Subleito 11

Sub11 – CP1		Sub11 – CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	Sub11 – CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)		$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0082	275,4	0,0099	225,5	18,1	0,0352	59,5	73,6
0,0183	233,3	0,0237	179,9	22,9	0,0849	48,0	73,3
0,0281	222,9	0,0352	176,7	20,7	0,1374	44,1	75,0
0,0082	453,4	0,0177	210,8	53,5	0,0610	58,7	72,1
0,0187	385,6	0,0336	217,0	43,7	0,1287	54,7	74,8
0,0283	380,6	0,0493	217,8	42,8	0,2584	40,7	81,3
0,0069	754,4	0,0241	214,1	71,6	0,0792	64,3	70,0
0,0235	436,1	0,0468	218,5	49,9	0,2020	49,7	77,3
0,0424	359,3	0,0875	172,6	51,9	0,3404	44,2	74,4
0,0164	439,9	0,0328	219,6	50,1	0,1032	68,6	68,8
0,0372	382,8	0,0705	201,2	47,4	0,2593	54,1	73,1
0,0634	334,8	0,1338	157,5	52,9	Par Não Finalizado		

Nos modelos, apenas o CP3 teve um enquadramento ótimo no modelo composto. Nas outras umidades, os valores de  $r^2$  foram baixos. Embora o solo tenha uma alta quantidade de areia em sua composição, o modelo dependente da tensão confinante não se mostrou recomendável.

Novamente houve uma leve mudança de inclinação das linhas de tendência no modelo dependente da tensão confinante.

Tabela 4.34 - Modelos e coeficientes de regressões – Subleito 11

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
CP1	388,2	1477,4	0,43	0,39	425,08	0,05	0,01	2100,6	0,76	-0,28	0,64	
Sub11	CP2	200,9	192,36	-0,01	0,01	158,03	-0,09	0,24	243,32	0,16	-0,12	0,38
	CP3	53,3	79,70	0,13	0,12	37,77	-0,12	0,20	89,14	0,41	-0,33	0,91

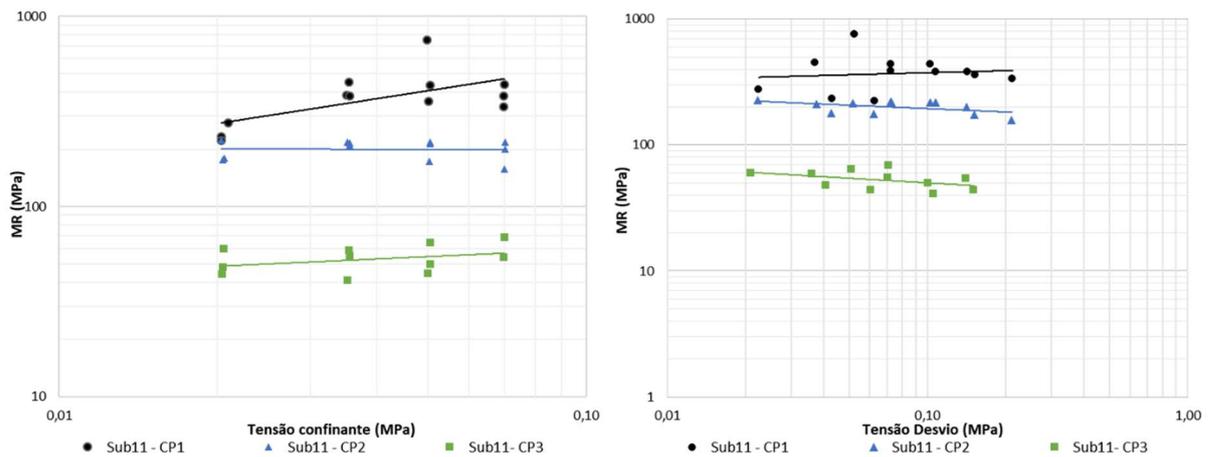


Figura 4.17 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – Subleito 11

## 4.2.2 Empréstimo Concentrado

### 4.2.2.1 Empréstimo Concentrado 4 (EC-4)

O Empréstimo Concentrado 4 classificado como LA' foi compactado na energia Proctor normal e no ensaio foi utilizando os 12 pares de tensão. O solo apresentou uma redução média de 24,8% do CP1 para o CP2, no qual foi mais significativa nos últimos pares, mostrando que na umidade ótima, o CP2 teve deformações maiores.

A redução do CP2 para o CP3 foi em média de 39,4%, sendo menor nos 4 primeiros pares de tensão. No par 0,07/0,210 MPA alcançou o valor de 51,3%, valores próximos aos encontrados no subleito da BR-319/AM.

Tabela 4.35 - Resultados do módulo de resiliência – EC-4

EC4 – CP1		EC4 – CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	EC4 – CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)		$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0100	222,0	0,0110	205,4	7,5	0,0138	158,3	22,9
0,0208	206,1	0,0203	210,1	-2,0	0,0269	156,2	25,7
0,0304	206,7	0,0275	227,3	-10,0	0,0425	146,5	35,5
0,0108	340,7	0,0148	255,3	25,1	0,0215	174,4	31,7
0,0220	329,7	0,0268	270,6	17,9	0,0464	154,7	42,9
0,0351	307,9	0,0460	234,1	23,9	0,0817	130,0	44,5
0,0130	402,3	0,0188	273,5	32,0	0,0330	158,8	41,9
0,0304	340,8	0,0417	246,3	27,7	0,0700	145,3	41,0
0,0474	322,7	0,0717	212,2	34,2	0,1478	101,7	52,1
0,0188	389,1	0,0286	254,8	34,5	0,0446	160,7	36,9
0,0401	356,1	0,0600	237,8	33,2	0,1083	130,3	45,2
0,0627	340,2	0,1049	201,7	40,7	0,2143	98,1	51,4

Apesar do EC-4 apresentar apenas 39,7% de material passando na peneira N°200, o solo teve um comportamento dependente da tensão confinante apenas no CP1. O aumento de umidade nesse solo gerou uma dispersão dos pontos, reduzindo os coeficientes de regressão em todos os modelos.

Observa-se também que a inclinação da curva foi se alterando com o aumento da umidade, o CP1 teve um aumento do módulo com a tensão confinante, já o CP2 teve uma linha de tendência paralela ao eixo das abscissas, demonstrando que não houve aumento ou diminuição significativa do módulo no decorrer do ensaio. O CP3 teve uma mudança maior na inclinação da linha de tendência.

Tabela 4.36 - Modelos e coeficientes de regressões – EC-4

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
EC4	CP1	313,7	1263	0,44	0,79	469,4	0,16	0,21	1460	0,56	-0,10	0,86
	CP2	235,8	285,1	0,06	0,07	221,8	-0,02	0,02	343,6	0,17	-0,07	0,36
	CP3	142,9	81,98	-0,17	0,19	77,10	-0,23	0,69	110,8	0,13	-0,26	0,67

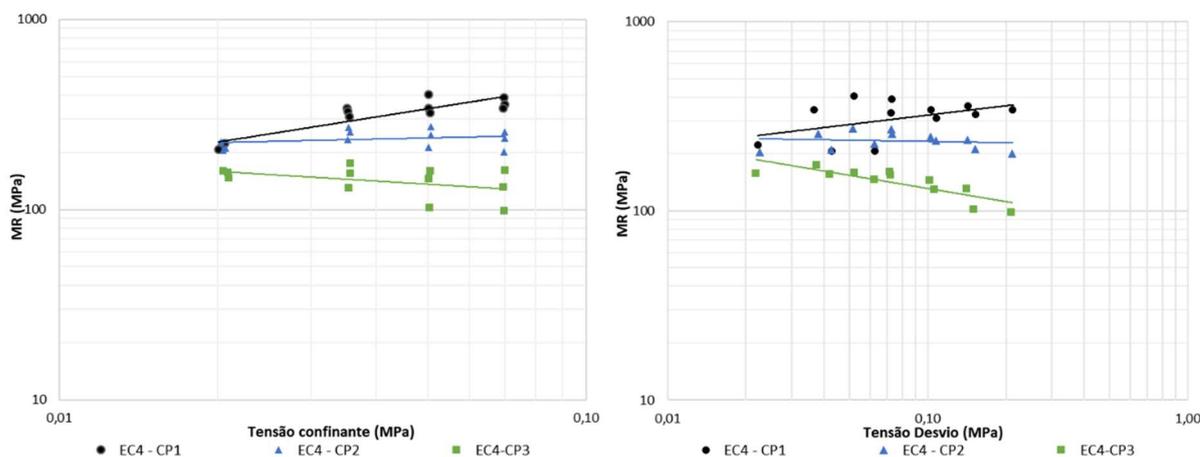


Figura 4.18 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC4

#### 4.2.2.2 Empréstimo Concentrado 5 (EC-5)

O Empréstimo Concentrado 5 classificado como LG' teve um comportamento um distinto do EC-4. A redução do CP1 para o CP2 foi de 37,4%, sendo mais significativa nos últimos 7 pares de tensão. Os 2 primeiros pares tiveram valor de MR maior para o CP2, ou seja, um aumento do módulo nos pares iniciais, fato visto também em outros subleitos.

A redução do CP2 para o CP3 foi menor quando comparado com o EC-4, pois não houve uma redução significativamente dos módulos nos últimos pares de tensão, mostrando que para este solo classificado como LG', a redução do MR com o ganho de umidade é menor.

Assim como o EC-4, o EC-5 teve um comportamento dependente da tensão confinante apenas no CP1. Além disso, o CP3 apresentou coeficientes de regressões maiores no modelo composto, quando comparado com o CP2. Outra semelhança entre os empréstimos foram as inclinações das curvas de tendência, no qual o aumento de umidade alterou a inclinação. O CP2 teve uma curva mais paralela ao eixo das abscissas e o CP3 a redução do MR no decorrer do ensaio.

Tabela 4.37 - Resultados do módulo de resiliência – EC-5

EC-5 – CP1		EC-5 – CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	EC-5 – CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)		$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0137	158,3	0,0118	195,5	-23,5	0,0150	153,2	21,7
0,0233	183,5	0,0224	191,1	-4,1	0,0268	158,7	17,0
0,0314	199,2	0,0322	193,4	2,9	0,0385	159,8	17,4
0,0128	283,3	0,0166	229,3	19,1	0,0202	185,8	19,0
0,0240	306,5	0,0313	232,8	24,1	0,0387	186,2	20,0
0,0357	303,0	0,0488	220,3	27,3	0,0621	172,2	21,8
0,0149	348,8	0,0228	232,2	33,4	0,0263	199,7	14,0
0,0314	329,6	0,0443	231,9	29,6	0,0515	198,3	14,5
0,0462	333,0	0,0673	226,8	31,9	0,1053	144,1	36,5
0,0206	348,6	0,0297	245,0	29,7	0,0335	215,7	12,0
0,0402	358,9	0,0579	246,9	31,2	0,0900	157,7	36,1
0,0542	394,8	0,1052	201,8	48,9	0,1778	118,9	41,1
0,0245	445,6	0,0381	283,0	36,5	0,0570	187,6	33,7
0,0477	448,2	0,0958	221,9	50,5	0,1612	131,3	40,8
0,0691	462,2	0,1620	196,1	57,6	0,2711	116,5	40,6
0,0298	483,5	0,0573	248,4	48,6	0,0815	174,3	29,8
0,0565	503,1	0,1354	208,5	58,6	0,2220	126,8	39,2
0,0881	481,4	0,2248	187,5	61,1	0,3285	128,2	31,6

Tabela 4.38 - Modelos e coeficientes de regressões – EC-5

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
EC-5	CP1	354,0	1366,	0,49	0,92	741,6	0,35	0,70	2266	0,43	0,06	0,93
	CP2	221,8	253,1	0,05	0,08	214,2	-0,01	0,01	287,5	0,19	-0,14	0,41
	CP3	161,9	121,7	-0,09	0,11	112,6	-0,16	0,42	126,9	0,18	-0,28	0,54

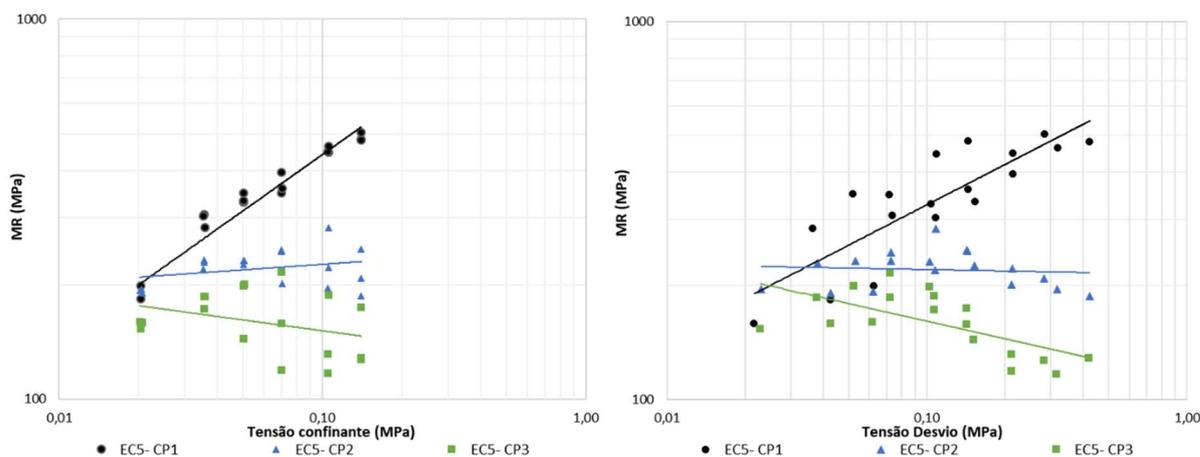


Figura 4.19 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – EC5

### 4.2.3 Jazidas de Sub-base

A única jazida de sub-base avaliada na BR-156/AP foi a J-03. O CP1 teve valores de módulos altos. Dentre todos os solos, a J-03 teve a maior redução do CP1 para o CP2, reflexo dos altos valores de MR no CP2.

Tabela 4.39 - Resultados do módulo de resiliência – J-03

J-03 – CP1		J-03 – CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	J-03 – CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)		$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0082	280,9	0,0086	265,1	5,6	0,0119	191,6	27,7
0,0157	274,8	0,0185	230,6	16,1	0,0255	166,8	27,7
0,0226	280,3	0,0290	213,6	23,8	0,0397	154,9	27,5
0,0091	404,2	0,0138	277,0	31,5	0,0196	188,3	32,0
0,0184	396,8	0,0284	255,5	35,6	0,0417	172,0	32,7
0,0287	378,3	0,0436	246,3	34,9	0,0751	141,8	42,4
0,0115	451,6	0,0177	297,1	34,2	0,0268	194,3	34,6
0,0251	414,8	0,0372	276,3	33,4	0,0638	159,3	42,4
0,0385	398,6	0,0700	217,4	45,4	0,1176	128,7	40,8
0,0162	445,6	0,0236	308,3	30,8	0,0345	208,9	32,2
0,0332	433,6	0,0586	242,9	44,0	0,0936	151,4	37,7
0,0511	418,4	0,1106	191,9	54,1	0,1660	127,2	33,7
0,0233	469,1	0,0358	301,0	35,8	0,0499	215,0	28,6
0,0475	450,3	0,0968	219,4	51,3	0,1409	150,2	31,6
0,0675	473,3	0,1650	192,4	59,4	0,2298	137,5	28,5
0,0278	520,4	0,0505	282,7	45,7	0,0661	214,8	24,0
0,0569	500,3	0,1311	215,3	57,0	0,1797	156,6	27,3
0,0937	452,3	0,2253	187,1	58,6	0,2904	145,0	22,5

A redução do CP2 para o CP3 foi de 32,0%, valores próximos aos vistos no EC-5 além de terem sido ambos classificados como LG’.

Assim como o EC-4 e EC-5, a J-03 teve apenas no CP1 um comportamento dependente da tensão desvio. As inclinações da linha de tendência seguiram um padrão diferente no CP2 e CP3, no qual no modelo dependente da tensão confinante, a linha ficou paralela ao eixo das abcissas.

Para o modelo composto, as três umidades apresentaram um  $r^2$  alto, mostrando que para esse tipo de solo, o modelo composto é o mais recomendável.

Tabela 4.40 - Modelos e coeficientes de regressões – J-03

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto			
		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>
CP1	413,5	860,47	0,26	0,83	580,12	0,16	0,44	1188,1	0,32	-0,06	0,85
J-03	245,6	216,15	-0,04	0,03	182,19	-0,13	0,39	245,20	0,27	-0,31	0,77
CP3	166,9	161,59	-0,01	0,00	126,25	-0,12	0,31	195,39	0,34	-0,36	0,88

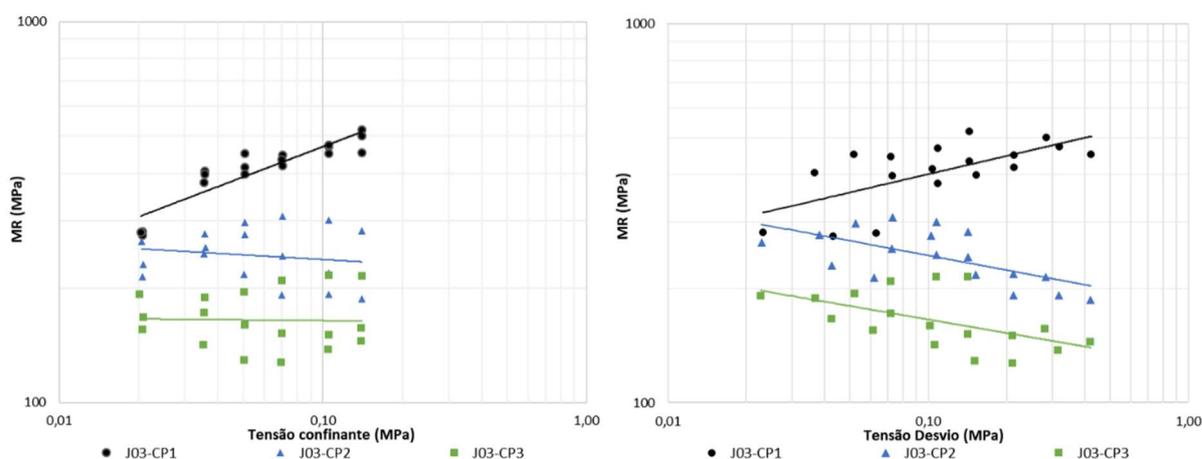


Figura 4.20 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – J-03

## 4.2.4 Jazidas de Base

### 4.2.4.1 Jazida 01 (J-01)

A J-01 apresenta um comportamento não laterítico na fração fina, e classificado como NA. O solo tem em sua composição um agregado pedregulhoso definido como um seixo com baixa resistência mecânica, no qual controla o comportamento do material. Esta característica da jazida converteu em uma alteração do material, gerando uma diminuição elevada do módulo de resiliência. Em todas as umidades, a J-01 teve resultados de

módulos inferiores a J-03, apesar da energia de compactação e massa específica seca serem maiores.

A redução do módulo do CP1 para o CP2 foi baixa, com 16,6%, se mantendo praticamente constante em todos os pares de tensão, comportamento previsto devido à alta presença de pedregulhos e areia. O CP2 para o CP3 teve uma inversão do observado em outros solos, no qual a redução do módulo foi mais significativa nos primeiros pares e no decorrer do ensaio, a redução foi menor.

Tabela 4.41 - Resultados do módulo de resiliência – J-01

J-01 – CP1		J-01 – CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	J-01 – CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	$\epsilon$ (%)	MR (MPa)		$\epsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0164	132,6	0,0183	120,0	9,5	0,0393	53,1	55,8
0,0337	125,3	0,0377	110,7	11,7	0,0726	56,5	48,9
0,0483	127,8	0,0577	107,3	16,1	0,0978	62,7	41,6
0,0217	171,8	0,0262	140,5	18,2	0,0457	79,7	43,3
0,0422	170,9	0,0525	137,1	19,8	0,0869	81,7	40,4
0,0596	180,2	0,0759	140,6	22,0	0,1175	91,5	34,9
0,0229	229,9	0,0330	158,7	31,0	0,0501	103,6	34,7
0,0453	228,0	0,0611	166,4	27,0	0,0910	112,7	32,3
0,0654	234,2	0,0833	181,9	22,3	0,1252	123,9	31,9
0,0277	262,8	0,0346	209,7	20,2	0,0502	143,1	31,7
0,0542	264,5	0,0639	224,1	15,3	0,0946	150,4	32,9
0,0792	269,0	0,0927	229,4	14,7	0,1306	164,7	28,2
0,0317	341,6	0,0372	291,1	14,8	0,0492	218,0	25,1
0,0648	330,2	0,0737	289,6	12,3	0,0962	219,9	24,1
0,0893	356,0	0,1027	309,5	13,1	0,1367	231,9	25,1
0,0339	425,9	0,0398	361,7	15,1	0,0527	270,3	25,3
0,0676	421,0	0,0773	367,7	12,7	0,1003	282,3	23,2
0,0987	429,8	0,1138	372,4	13,4	0,1549	273,0	26,7

O aumento de umidade não alterou a inclinação da linha de tendência. Em todas as umidades, o modelo composto e dependente da tensão desvio tiveram  $r^2$  altos. Para este solo, os dois modelos se mostraram aconselháveis de serem utilizados.

Tabela 4.42 - Modelos e coeficientes de regressões – J-01

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
J-01	CP1	261,2	1394,9	0,62	0,99	624,51	0,43	0,69	2722,0	0,60	0,01	0,99
	CP2	217,7	1211,1	0,63	0,97	537,04	0,44	0,69	2380,5	0,60	0,03	0,97
	CP3	151,0	1415,4	0,84	0,99	498,94	0,60	0,75	3326,6	0,73	0,10	0,99

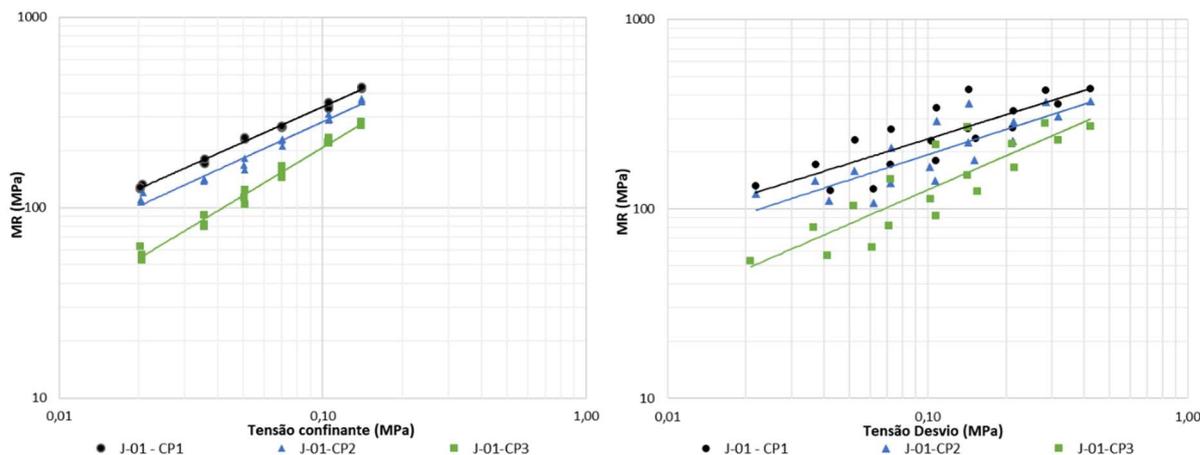


Figura 4.21 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – J01

#### 4.2.4.2 Jazida 02 (J-02)

A Jazida 02 por ser um solo pedregulhoso (laterita), e com a fração fina com comportamento laterítico (LG') teve um desempenho diferenciado da J-01. A J-02 teve módulos muito superiores a J01 para a  $\omega_{ot} -2\%$  e  $\omega_{ot}$ , este fato se deve a jazida ter uma grande quantidade de óxidos de ferro e de alumínio além da grande quantidade de pedregulho em sua composição

A redução do CP2 para o CP3 foi de 44,1%, sendo a maior redução verificada em todos os solos compactados na energia intermediária ou modificada da BR-156/AP, porém com valores muito superior ao encontrado na J-01. Na umidade  $\omega_{ot} +2\%$ , a jazida teve módulos maiores que a J-01 na  $\omega_{ot} -2\%$ , constatando um ótimo comportamento resiliente do solo em todas as umidades.

Em relação ao CP1 para o CP2, a redução foi dentro dos padrões verificados nos solos da rodovia, com uma redução de 11%.

Em todas as umidades, a J-02 teve um comportamento dependente da tensão confinante. O CP1 e CP2 tiveram uma linha de tendência muito semelhante, porém o CP3 teve uma linha de tendência bem abaixo, devido à grande redução do MR com o aumento de umidade, com 41,8%, maior valor entre os solos de jazidas.

Tabela 4.43 - Resultados do módulo de resiliência – J-02

J-02 - CP1		J-02 – CP2		Redução do MR (%) CP1 e CP2	J-02 – CP3		Redução do MR (%) CP2 e CP3
$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)		$\varepsilon$ (%)	MR (MPa)	
0,0053	437,7	0,0058	416,5	4,8	0,0142	157,9	62,1
0,0110	391,8	0,0126	348,8	11,0	0,0322	130,8	62,5
0,0172	371,7	0,0196	322,3	13,3	0,0483	128,9	60,0
0,0090	425,7	0,0099	395,6	7,1	0,0237	157,1	60,3
0,0171	431,7	0,0182	403,8	6,5	0,0423	171,6	57,5
0,0251	434,3	0,0292	372,5	14,2	0,0615	174,4	53,2
0,0102	534,8	0,0094	575,9	-7,7	0,0256	205,1	64,4
0,0211	493,6	0,0244	425,1	13,9	0,0488	210,0	50,6
0,0314	492,7	0,0351	439,6	10,8	0,0660	231,7	47,3
0,0115	645,5	0,0142	527,7	18,3	0,0262	279,1	47,1
0,0263	552,7	0,0305	475,3	14,0	0,0506	283,9	40,3
0,0385	560,0	0,0450	476,2	15,0	0,0694	308,1	35,3
0,0185	593,4	0,0201	543,8	8,4	0,0277	394,2	27,5
0,0341	631,2	0,0392	547,0	13,3	0,0533	402,0	26,5
0,0483	663,3	0,0573	558,8	15,8	0,0776	411,1	26,4
0,0203	716,9	0,0230	631,2	12,0	0,0320	449,8	28,7
0,0404	706,4	0,0450	632,1	10,5	0,0595	478,1	24,4
0,0582	731,9	0,0703	604,0	17,5	0,0882	481,1	20,3

O modelo composto teve um  $r^2$  alto em todas as umidades, demonstrando mais uma vez que para solos lateríticos pedregulhosos, o modelo se mostra aconselhável.

Tabela 4.44 - Modelos e coeficientes de regressões – J-02

Solo	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto				
		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>	
J-02	CP1	545,3	1306,0	0,31	0,92	841,49	0,21	0,56	1882,5	0,35	-0,04	0,93
	CP2	483,1	1065,8	0,29	0,83	679,92	0,16	0,38	1547,1	0,40	-0,11	0,89
	CP3	280,8	1748,5	0,68	0,97	735,63	0,48	0,69	3973,5	0,64	0,07	0,95

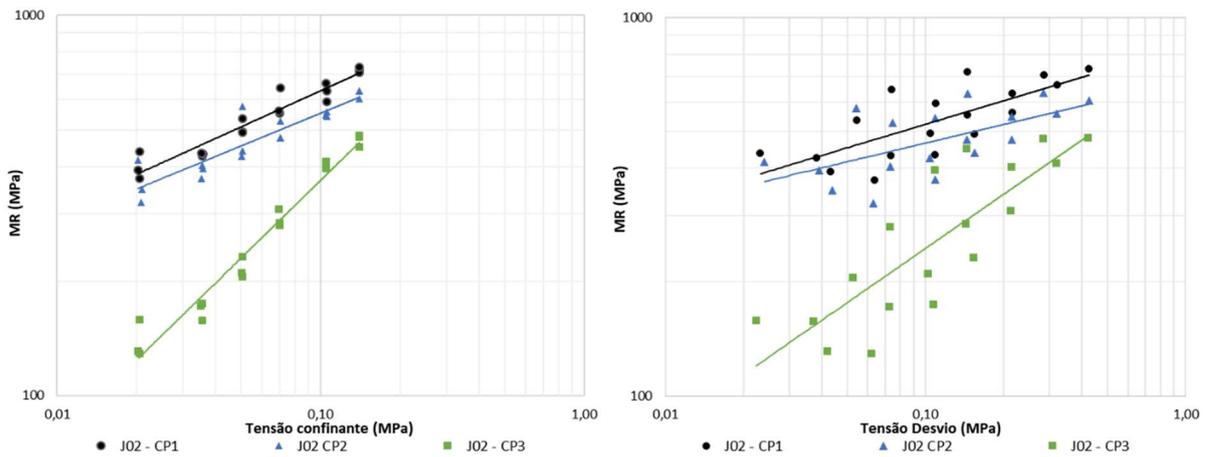


Figura 4.22 - Módulo de Resiliência x Tensão Confinante e Módulo de Resiliência x Tensão Desvio – J-02

### 4.3 Análise Global

#### 4.3.1 BR-319/AM

A fim de analisar o comportamento dos solos de subleito maneira global, foi plotado o gráfico 3D do modelo composto no software OriginLab (2022). Em cada figura foi inserido duas superfícies, sendo a superfície em laranja referente ao solo na umidade ótima e a superfície azul referente ao solo na umidade ótima +2%. Os pontos em vermelho e verde são a representação tridimensional dos valores de MR,  $\sigma_3$  e  $\sigma_d$ .

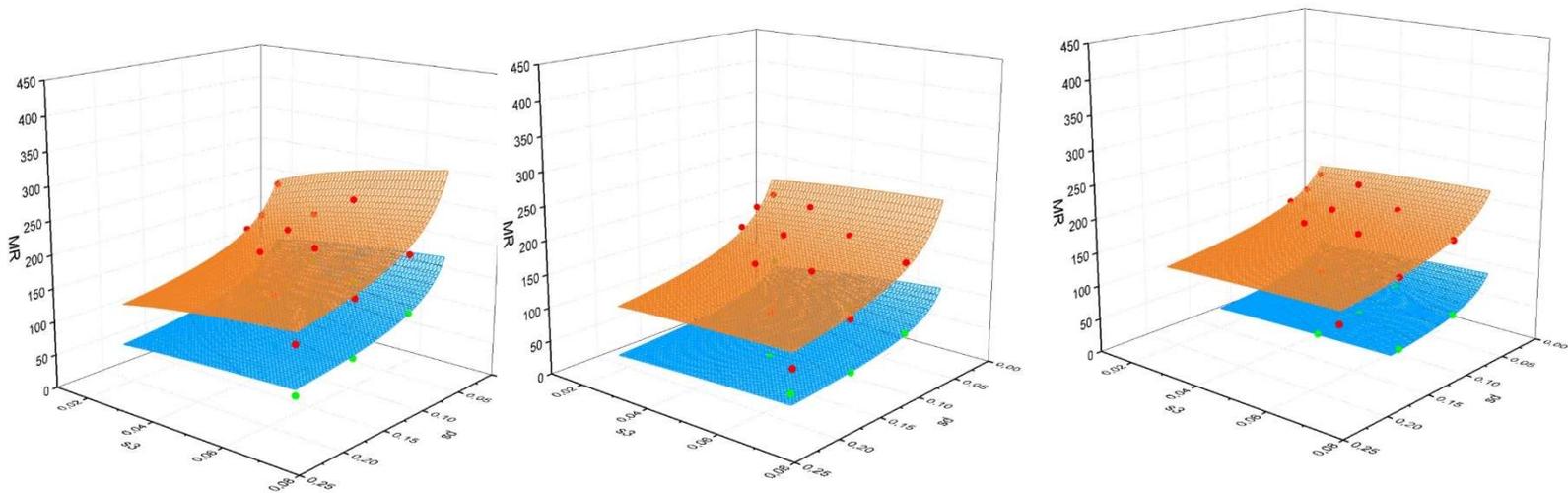


Figura 4.23 - Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente (1) Subleito 1; (2) Subleito 2; (3) Subleito 3

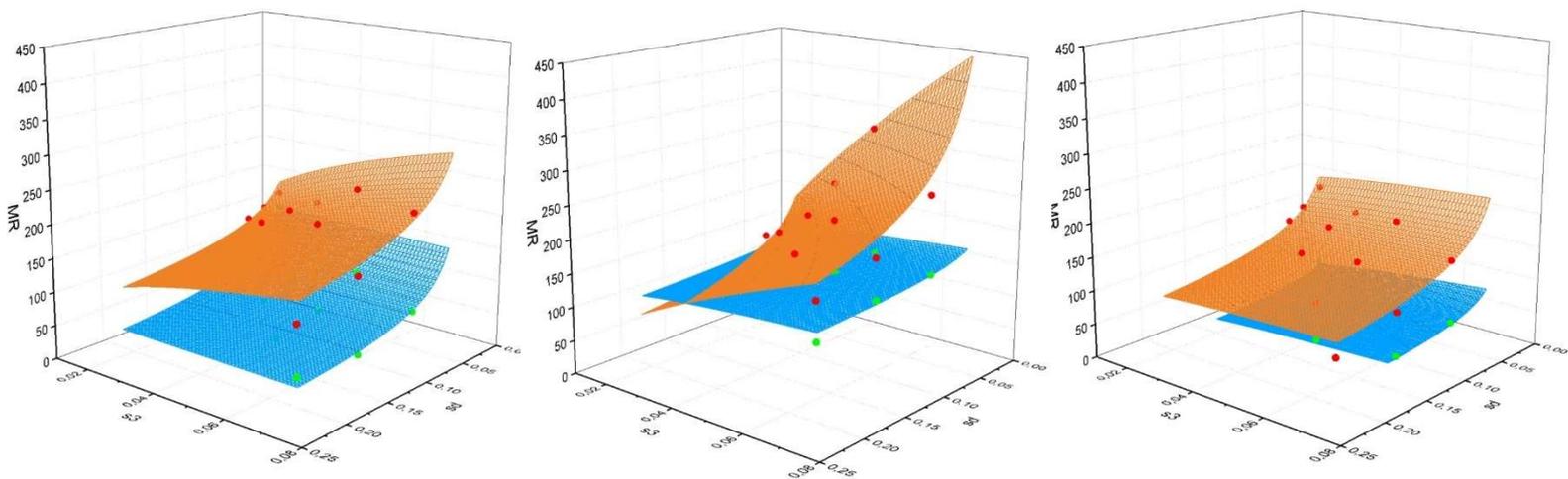


Figura 4.24 - Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente  
(1) Subleito 4; (2) Subleito 5; (3) Subleito 6

Observa-se que o subleito 2, 3, 5 e 6 apresentaram uma superfície mais plana para o solo  $\omega_{ot} + 2\%$ , esse comportamento é traduzido por um baixo desvio padrão ( $<11$ ) do valor de módulo no decorrer do ensaio, em outros termos, não houve uma redução ou aumento significativo do módulo com o acréscimo de tensão desvio e/ou confinante.

A representação gráfica 3D do subleito 5 na umidade ótima foi distinta das demais, acontecimento explicado pelos pares de tensão 0,5/0,5 MPa e 0,7/0,7MPa, que demonstraram um módulo muito acima da média. Entretanto os outros solos apresentaram superfícies semelhantes, a curvatura das superfícies demonstra que com o aumento da tensão desvio, houve a redução do MR.

Pelo fato do subleito 3 e 6 não terem completado o último par de tensão, a representação gráfica do modelo composto ficou reduzida, conforme a Figura 4.23 e 4.24. Além disso, o comportamento dos dois solos são análogos para ambas as umidades, tanto para a representação 3D do modelo composto, tanto para porcentagem de redução do MR (67% e 69%).

A Tabela 4.45 apresenta um compilado dos coeficientes para todos os modelos. Para o modelo composto, o  $k_1$  obtido foi maior para todos os solos na umidade ótima. O  $k_2$  obtido foi menor do que 0,65, e a variação da umidade não resultou na alteração significativa do coeficiente. O  $k_3$  calculado para todos os solos foi negativo. Com exceção do subleito 4  $\omega_{ot}$  e subleito 5  $\omega_{ot} + 2\%$ , o valor do  $r^2$  para o modelo composto foi  $\geq 0,75$ , mostrando um bom enquadramento.

Os solos de empréstimo concentrado, a estabilização química com 4% de cal gerou um aumento considerável do módulo de resiliência do solo. Devido a homogeneidade dos solos da rodovia e realizando um comparativo com os solos de subleito, a adição com cal

resultou em um aumento em torno de 100%, entretanto, os solos foram compactados em diferentes energias e os solos estabilizados com cal passaram pelo processo de cura úmida de 7 dias.

A estabilização química e física resultou em um  $r^2$  maior no modelo composto e no modelo dependente da tensão confinante. A adição de areia gerou no aumento do MR em relação ao solo estabilizado apenas com cal, além de uma menor influência da umidade, porém, esta solução deve ser analisada com rigor, devido ao custo da adição da areia.

Tabela 4.45 - Resultados Gerais da Rodovia BR-319/AM

Identificação/ Classificação MCT	Umidade	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto			
			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>
Subleito 1 NG'	$\omega_{ot}$	193,6	128,03	-0,12	0,12	109,10	-0,21	0,68	168,60	0,18	-0,28	0,76
	$\omega_{ot}+2\%$	105,3	48,24	-0,24	0,25	44,80	-0,32	0,86	65,28	0,16	-0,37	0,90
Subleito 2 NG'	$\omega_{ot}$	154,4	53,59	-0,32	0,35	57,22	-0,37	0,86	77,68	0,08	-0,36	0,87
	$\omega_{ot}+2\%$	52,8	34,95	-0,12	0,05	24,46	-0,28	0,53	33,47	0,32	-0,55	0,92
Subleito 3 NA'	$\omega_{ot}$	166,9	93,86	-0,18	0,29	95,82	-0,21	0,79	121,40	0,06	-0,20	0,80
	$\omega_{ot}+2\%$	53,7	29,84	-0,17	0,13	20,43	-0,35	0,87	30,43	0,21	-0,45	0,97
Subleito 4 NG'	$\omega_{ot}$	173,3	202,38	0,05	0,02	131,53	-0,10	0,16	287,80	0,31	-0,20	0,61
	$\omega_{ot}+2\%$	79,3	12,91	-0,54	0,46	17,29	-0,56	0,92	13,27	0,00	-0,64	0,98
Subleito 5 NG'	$\omega_{ot}$	204,4	620,25	0,35	0,43	220,27	0,04	0,01	856,03	0,65	-0,25	0,75
	$\omega_{ot}+2\%$	138,6	159,88	0,05	0,09	129,84	-0,02	0,05	186,85	0,14	-0,06	0,58
Subleito 6 NG'	$\omega_{ot}$	137,3	48,76	-0,31	0,33	53,44	-0,35	0,82	73,71	0,08	-0,34	0,81
	$\omega_{ot}+2\%$	41,9	48,66	0,05	0,01	24,59	-0,19	0,34	50,83	0,38	-0,38	0,78
EC-1-A	$\omega_{ot}-2\%$	335	475,45	0,13	0,26	361,01	0,04	0,04	521,35	0,28	-0,154	0,43
	$\omega_{ot}$	395	666,88	0,2	0,15	456,46	0,09	0,04	732,51	0,356	-0,156	0,19
	$\omega_{ot}+2\%$	266,6	212,52	-0,07	0,04	187,72	-0,14	0,22	255,85	0,233	-0,305	0,35
EC-1-B	$\omega_{ot}-2\%$	388,7	740,20	0,23	0,69	497,34	0,12	0,26	1032,8	0,36	-0,13	0,78
	$\omega_{ot}$	368,8	640,23	0,20	0,52	451,44	0,10	0,18	861,86	0,32	-0,13	0,61
	$\omega_{ot}+2\%$	229,7	108,57	-0,25	0,39	116,38	-0,29	0,75	103,57	0,13	-0,38	0,78
EC-2-A	$\omega_{ot}-2\%$	385,7	753,00	0,24	0,88	536,03	0,15	0,54	767,66	0,27	-0,03	0,89
	$\omega_{ot}$	317,2	420,86	0,10	0,42	344,85	0,03	0,04	457,64	0,24	-0,14	0,78
	$\omega_{ot}+2\%$	Ensaio não finalizado										
EC-2-B	$\omega_{ot}-2\%$	423,2	1017,3	31,00	0,94	669,43	0,22	0,63	1020,6	0,32	-0,01	0,94
	$\omega_{ot}$	384,6	592,47	0,15	0,58	452,74	0,08	0,20	624,78	0,25	-0,09	0,68
	$\omega_{ot}+2\%$	239,9	139,22	-0,19	0,42	148,12	-0,21	0,80	165,02	0,08	-0,27	0,82
EC-3-1	$\omega_{ot}-2\%$	814,4	3255,6	0,50	0,96	1635,1	0,34	0,59	5.821	0,559	-0,056	0,96
	$\omega_{ot}$	873,3	4150,2	0,57	0,97	1999,9	0,40	0,69	7.630	0,538	0,033	0,97
	$\omega_{ot}+2\%$	623,9	2174,0	0,46	0,89	1290,4	0,35	0,72	3432,3	0,368	0,092	0,90

O solo EC-3 estabilizado com 10% de cimento mostrou ter uma rigidez baixa a depender do método de ensaio, para este caso com o tempo de cura úmida de 7 dias, a norma DNIT 181/2018-ME não se mostrou a mais recomendada, devido à alta influência da tensão confinante no material. O modelo composto se mostrou ter um enquadramento alto, com  $r^2$  superior a 0,9, independente da umidade.

Na visão global da rodovia, os solos se mostraram ter uma grande influência da umidade no módulo de resiliência.

#### **4.3.2 BR-156/AP**

Devido à grande heterogeneidade dos solos de subleito da BR-156/AP, não foi realizada as análises dos gráficos 3D do modelo composto. Com base no copiado dos dados apresentado na Tabela 4.46 é possível analisar os solos com as mesmas classificações MCT, verificando uma razoável correlação com a influência do aumento da umidade.

O subleito 10, subleito 11 e EC-5 foram classificados como LA'. Dentre os grupos da metodologia MCT, os solos apresentaram a maior influência da umidade no módulo de resiliência, mostrando uma alta suscetibilidade do solo. Dentre os modelos matemático, o modelo dependente da tensão confinante não se mostrou recomendável, com um  $r^2$  médio de apenas 0,27, apesar de teoricamente apresentarem um comportamento arenoso, entretanto, esta propriedade não foi verificada nos ensaios de módulo de resiliência. O modelo composto teve um melhor enquadramento no  $\omega_{ot} - 2\%$ , todavia,  $r^2$  médio de todas as umidades do grupo foi de 0,7.

O subleito 8 e J-01 foram classificados como NA, não apresentando um comportamento laterítico na fração fina. A influência da umidade dos dois solos foi similar, o acréscimo de umidade resultou numa diminuição de apenas 16%, valor bem abaixo dos padrões da rodovia. Devido a diferença de granulometria, a J-01 teve um ótimo enquadramento no modelo dependente da tensão confinante, porém, o mesmo não foi observado no subleito 8. Com exceção do subleito 8 no ponto  $\omega_{ot} + 2\%$ , o  $r^2$  teve valores acima de 0,88, desta forma, o modelo composto teve um excelente ajuste para esta classificação.

O grupo LG' engloba quatro solos na rodovia, sendo dois subleitos e dois solos destinados a pavimentação. Por terem uma grande heterogeneidade, com características físicas distintas não foi possível observar um padrão bem definido para este grupo. O subleito 9 devido a maior presença de argila, teve uma redução semelhante para ambas as

umidades. Para estes solos, o ponto  $\omega_{ot}$  para o  $\omega_{ot} -2\%$  teve uma redução variando entre 26% e 41%, sendo a J-02 com o maior valor. O modelo composto novamente teve um ótimo enquadramento.

Tabela 4.46 - Resultados Gerais da Rodovia BR-156/AP

Identificação/ Classificação MCT	Umidade	Módulo Médio (MPa)	Modelo Dependente da Tensão Confinante			Modelo Dependente da Tensão Desvio			Modelo Composto			
			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>
Subleito 7 NG'	$\omega_{ot} -2\%$	158,0	156,85	0,00	0,00	129,82	-0,07	0,18	200,19	0,15	-0,10	0,35
	$\omega_{ot}$	134,8	218,25	0,15	0,97	160,20	0,07	0,37	221,52	0,17	-0,02	0,98
	$\omega_{ot} +2\%$	112,8	68,86	-0,15	0,19	61,24	-0,23	0,86	80,51	0,15	-0,31	0,94
Subleito 8 NA	$\omega_{ot} -2\%$	305,5	518,09	0,17	0,48	319,79	0,02	0,01	616,95	0,30	-0,11	0,88
	$\omega_{ot}$	253,9	615,95	0,28	0,97	363,31	0,14	0,48	618,92	0,28	0,00	0,97
	$\omega_{ot} +2\%$	215,7	206,90	-0,01	0,00	167,58	-0,09	0,21	268,74	0,17	-0,13	0,33
Subleito 9 LG'	$\omega_{ot} -2\%$	256,6	233,02	-0,03	0,03	204,04	-0,09	0,46	265,91	0,12	-0,13	0,61
	$\omega_{ot}$	184,5	595,52	0,37	0,79	377,30	0,28	0,85	580,16	0,20	0,20	0,97
	$\omega_{ot} +2\%$	135,1	67,47	-0,21	0,33	68,89	-0,25	0,90	83,88	0,08	-0,27	0,90
Subleito 10 LA'	$\omega_{ot} -2\%$	403,2	1176,5	0,34	0,85	615,76	0,17	0,39	1211,9	0,35	-0,01	0,84
	$\omega_{ot}$	240,5	220,89	-0,02	0,01	163,73	-0,15	0,47	280,24	0,24	-0,24	0,80
	$\omega_{ot} +2\%$	134,0	117,31	-0,03	0,01	70,91	-0,24	0,46	161,86	0,40	-0,42	0,78
Subleito 11 LA'	$\omega_{ot} -2\%$	388,2	1477,4	0,43	0,39	425,08	0,05	0,01	2100,6	0,76	-0,28	0,64
	$\omega_{ot}$	200,9	192,36	-0,01	0,01	158,03	-0,09	0,24	243,32	0,16	-0,12	0,38
	$\omega_{ot} +2\%$	53,3	79,70	0,13	0,12	37,77	-0,12	0,20	89,14	0,41	-0,33	0,91
EC-4 LG'	$\omega_{ot} -2\%$	313,7	1263	0,44	0,79	469,4	0,16	0,21	1460	0,56	-0,10	0,86
	$\omega_{ot}$	235,8	285,1	0,06	0,07	221,8	-0,02	0,02	343,6	0,17	-0,07	0,36
	$\omega_{ot} +2\%$	142,9	81,98	-0,17	0,19	77,10	-0,23	0,69	110,8	0,13	-0,26	0,67
EC-5 LA'	$\omega_{ot} -2\%$	413,5	860,47	0,26	0,83	580,12	0,16	0,44	1188,1	0,32	-0,06	0,85
	$\omega_{ot}$	245,6	216,15	-0,04	0,03	182,19	-0,13	0,39	245,20	0,27	-0,31	0,77
	$\omega_{ot} +2\%$	166,9	161,59	-0,01	0,00	126,25	-0,12	0,31	195,39	0,34	-0,36	0,88
J-03 LG'	$\omega_{ot} -2\%$	413,5	860,47	0,26	0,83	580,12	0,16	0,44	1188,1	0,32	-0,06	0,85
	$\omega_{ot}$	245,6	216,15	-0,04	0,03	182,19	-0,13	0,39	245,20	0,27	-0,31	0,77
	$\omega_{ot} +2\%$	166,9	161,59	-0,01	0,00	126,25	-0,12	0,31	195,39	0,34	-0,36	0,88
J-02 LG'	$\omega_{ot} -2\%$	545,3	1306,0	0,31	0,92	841,49	0,21	0,56	1882,5	0,35	-0,04	0,93
	$\omega_{ot}$	483,1	1065,8	0,29	0,83	679,92	0,16	0,38	1547,1	0,40	-0,11	0,89
	$\omega_{ot} +2\%$	280,8	1748,5	0,68	0,97	735,63	0,48	0,69	3973,5	0,64	0,07	0,95
J-01 NA	$\omega_{ot} -2\%$	261,2	1394,9	0,62	0,99	624,51	0,43	0,69	2722,0	0,60	0,01	0,99
	$\omega_{ot}$	217,7	1211,1	0,63	0,97	537,04	0,44	0,69	2380,5	0,60	0,03	0,97
	$\omega_{ot} +2\%$	151,0	1415,4	0,84	0,99	498,94	0,60	0,75	3326,6	0,73	0,10	0,99

O grupo NG' dispõe de apenas um solo, no qual apresenta uma característica particular em termos de granulometria e Limites Atterberg. De acordo com os dados compilados por Dalla Roza (2018), os coeficientes  $k_1$  e  $k_2$  apresentaram valores dentro dos

mínimos e máximos da literatura, entretanto o  $k_3$  obtido no ponto  $\omega_{ot} + 2\%$  foi ligeiramente maior do que os dados das pesquisas anteriores, porém o CP apresentou uma alta deformabilidade e um  $r^2$  baixo quando comparado com as outras umidades.

# CAPÍTULO V

---

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões da dissertação e as sugestões para pesquisas futuras. O objetivo geral da pesquisa foi verificar a influência do aumento da umidade no ensaio de módulo de resiliência, relacionando com a metodologia MCT, bem como as características físicas e químicas dos solos. A partir dos resultados expostos e analisados, destacam-se as seguintes conclusões:

### 5.1.1 BR-319

- Foi verificado que os solos de subleito não tiveram em sua composição pedregulhos, com uma baixa porcentagem de areia grossa, sendo composto essencialmente por areia fina, silte e argila;
- Com exceção do subleito 3, todos os solos foram classificados como NG' (Argiloso não Laterítico), classificação concordante com os resultados encontrados por Dias (2016) e Almeida (2018). O coeficiente  $d'$  variou entre 23 e 63. O  $c'$  entre 1,51 e 2,59. O coeficiente  $e'$  entre 1,18 e 1,33;
- Os solos de subleito e empréstimo apresentam uma alta perda por imersão com valores superiores a 102%, reafirmando o comportamento “efervescente” do solo;
- Os solos de subleito tiveram uma redução do ponto  $\omega_{ot}$  para o  $\omega_{ot} + 2\%$  com uma média de 55,8%, com o desvio padrão de 14,8%. O subleito 5 por conter a maior porcentagem de argila, teve a menor redução, com 32%. Não foi conclusivo que a presença maior de areia fina e média geraram uma redução maior do MR, visto que, o subleito 3 e subleito 5 tiveram valores de redução similares, porém com composições granulométricas distintas. Não houve uma relação direta entre a massa específica seca máxima, teor de umidade ótima e a redução do MR;
- O modelo composto se mostrou o mais indicado para o solo de subleito, com um  $r^2$  médio de 0,81. O  $k_1$  variou entre 13,27 e 856,03, o  $k_2$  entre -0,0034 a 0,37 e o  $k_3$  entre -0,06 e -0,64. De acordo com os parâmetros do modelo composto apresentados por Dalla Roza (2018) e relacionados de acordo com a classificação MCT, na literatura o menor valor encontrado para o grupo NG' para o  $k_1$  foi de 28, valor acima do mínimo encontrado

na presente pesquisa, porém é importante ressaltar que esse valor foi obtido para um solo no  $\omega_{ot} + 2\%$ ;

- O modelo dependente da tensão confinante apresentou um  $r^2$  baixo, com uma média de 0,21, resultado previsto devido a maior concentração de areia fina, silte e argila no solo. O modelo dependente da tensão desvio se mostrou moderadamente ajustado, com um  $r^2$  médio de 0,57, porém inferior ao modelo composto;
- Em 5 resultados (subleito 4, subleito 5, EC1-A, EC1-B e EC2-B) houve a mudança da inclinação da curva de tendência nos modelos dependente da tensão confinante e tensão desvio, mostrando uma alta deformação do solo no ponto  $\omega_{ot} + 2\%$ ;
- A estabilização química com cal se mostrou promissora, reduzindo a expansibilidade do solo de 15,1% para 7,1%. De acordo com o método da estimativa do teor de cal pelo pH, a quantidade mínima recomendada é de 3%;
- A adição de cal 4% resultou em um módulo de 356MPa no  $\omega_{ot}$ . Ao comparar os resultados com o solo de subleito, houve um aumento significativo, porém, é importante ressaltar que os solos tiveram energias de compactação diferentes, além do tempo de cura úmida de 7 dias do solo estabilizado, que ocasiona uma leve perda de umidade. Apesar disso, o solo EC2-A não completou o ciclo de condicionamento, mostrando que a adição de cal pode não influenciar muito o comportamento do solo no ponto  $\omega_{ot} + 2\%$ ;
- A estabilização química e física se mostrou favorável para o comportamento resiliente do solo. A redução média do ponto  $\omega_{ot} - 2\%$  para o  $\omega_{ot}$  foi de apenas 7,1%, enquanto o solo estabilizado apenas com a cal foi de 16,4%. Do  $\omega_{ot}$  para o  $\omega_{ot} + 2\%$  a redução foi de 37,6%;
- A estabilização química com 10% de cimento com 7 dias de cura demonstrou que o CP não atingiu a sua rigidez esperada realizando o ensaio sem a tensão confinante. No ensaio de MR utilizando a norma DNIT 135/2018 - ME, o comportamento do solo foi dependente da tensão confinante, este fato não era esperado devido à alta porcentagem de cimento e os baixos valores de MR;
- Em todos os casos, os resultados da pesquisa mostraram o feito nocivo da compactação do solo acima do teor ótimo de umidade, no quais foram concordantes com os resultados obtidos por Kern (2022). As misturas estudadas se apresentaram plausíveis de serem utilizadas no pavimento, desde que devidamente protegidas do umedecimento e compactadas devidamente.

### 5.1.2 BR-156

- Os solos classificados como LA' (subleito 10, subleito 11 e EC-5) tiveram a maior redução do MR do ponto seco (CP1) para o ponto ótimo (CP2), com uma redução média de 41,9%. Do ponto ótimo para o saturado, observa-se uma média similar, com 48,2%. De maneira geral, o ganho de umidade no grupo LA' mostrou-se ser altamente prejudicial. No modelo composto se mostrou o mais recomendável para esse solo, com um  $r^2$  médio de 0,7, valor um pouco abaixo dos solos apresentados por Dalla Roza (2018) para este grupo. Os coeficientes  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  se mostraram próximos da média da literatura;
- Os solos classificados como NA (subleito 8 e J-01) apesar da distinção granulométrica dos dois solos, nota-se um padrão menor de redução de MR para este grupo no qual apresentaram o menor valor médio de redução. O modelo composto para este grupo teve um  $r^2$  de 0,85, o coeficiente  $k_1$  médio de 1665. Os solos classificados como NA e publicados por Dalla Roza (2018) tiveram o coeficiente  $k_1$  médio de 1258;
- Os solos LG' (subleito 9, EC-4, J-03 e J-02) não exibiram comportamentos equivalentes na perda de resiliência com o ganho de umidade. A maior presença de argila no subleito 9 gerou uma menor redução de MR de 27% para ambas as umidades. Para os solos presença maior de pedregulho (EC-4, J-03 e J-02), a redução do CP1 para o CP2 variou de 11% até 40%, com uma heterogeneidade de resultados. A perda de redução do CP2 para o CP3 apresentou uma maior equivalência, com uma redução média de 37,7% e um desvio padrão de 5;
- O grupo NG' (subleito 7) por dispor de apenas 1 solo, não foi possível verificar nenhum padrão, porém devido à alta umidade aplicada no solo, não houve uma redução significativa do MR, com valores em torno de 15% para o aumento de 2% de umidade;
- Em 6 ensaios (subleito 7, subleito 8, subleito 9, subleito 11, EC-4 e EC-5) houve a mudança da inclinação da curva de tendência nos modelos dependente da tensão confinante, mostrando uma alta deformação do solo no ponto  $\omega_{ot} + 2\%$ , entretanto não foi verificado o mesmo comportamento em solos compactados com energia modificada;
- Observou-se que os CPs compactados na umidade  $\omega_{ot} - 2\%$  apresentam o módulo de resiliência na ordem 27,9% maiores que aqueles compactados na umidade ótima. Gonçalves (1999) constatou valores na ordem de 24% para a mesma situação;
- Os CPs compactados na umidade  $\omega_{ot}$  apresentaram módulos na ordem de 34,6% maiores que os solos compactados na  $\omega_{ot} + 2\%$ . A maior redução de módulo de resiliência foi de 73,4%, no subleito 11, e a menor de 15,05%, no subleito 8;

- Em linhas gerais, o atual limite de compactação utilizada no campo de  $\pm 2\%$  e adotado no Brasil deve ser cautelosamente utilizado, devido à alta influência no módulo de resiliência.

## **5.2 Sugestões de futuras pesquisas**

- Realizar ensaios com variação de umidade controlando a sucção para analisar os efeitos tanto no módulo de resiliência quanto na deformação permanente;
- Analisar outros solos da BR-319/AM com a estabilização de cal, verificando a influência da estabilização química com o ganho de umidade;
- Analisar a influência do comportamento geotécnico dos solos submetidos a ciclos de secagem e umedecimento;
- Utilizar a metodologia MCT-M para os todos os solos, verificando se seriam solos classificados como transicionais;
- Realizar ensaios de deformação permanente e deformação permanente em múltiplos estágios variando a umidade e as energias de compactação;
- Verificar para outros solos classificados como NA se a redução do MR é menor quando comparado com outras classificações MCT;
- Realizar ensaios que analisem a influência da umidade com a cimentação dos solos estabilizados ao longo do tempo;
- Analisar o comportamento hidráulico dos solos com e sem estabilização química e/ou física;
- Analisar em campo os parâmetros de umidade ao longo da vida útil do pavimento, gerando dados para um modelo regional de MR;
- Realizar simulações no MeDiNa com os resultados de diferentes umidades, verificando a influência nas deflexões do pavimento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, D.J. (2018). Estabilização de solo tropical argiloso com cimento e zeólito sintético como solução em pavimentação no Amazonas. Universidade Federal do Amazonas.
- Ampadu, S.I.K. (2017). Laterites and lateritic soil and the potential use of the dynamic cone penetrometer. *Int Soc Soil Mech Geotech Eng Issmge*,.
- Baia, M.V.M. (2019). Estabilização Física De Solos Tropicais Para Base De Pavimento De Baixo Custo Na Região Metropolitana De Manaus. Universidade Federal do Amazonas.
- Barksdale, R.D. & Itani, S.Y. (1989). Transportation research record 1227.
- Batista, A.P.B., Aparício, W.C. da S., Aparício, P.D.S., Santos, V.S. dos, Lima, R.B. de & Mello, J.M. de. (2015). Caracterização estrutural em uma floresta de terra firme no estado do amapá, brasil. *Pesqui. Florest. Bras.*, 35(81): 21.
- Beja, I.A. (2020). Avaliação do comportamento mecânico de misturas do tipo Large Stone Asphalt Mixture (LSAM). Universidade de Brasília.
- Bernucci, L.L.B. (1995). Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de trafego. Universidade de São Paulo.
- Bonzanini, J.A.F. (2011). Estudo dos efeitos do tamanho de corpos-de-prova no módulo de resiliência de quatro solos. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Boszczowski, R.B. & Ligocki, L.P. (2012). Características geotécnicas dos solos residuais de curitiba e rmc. *Semin. Twin Cities Solos das Regiões Metrop. São Paulo e Curitiba*, 8: 189–213.
- Camapum de Carvalho, J., de Rezende, L.R., Cardoso, F.B. d. F., Lucena, L.C. d. F.L., Guimarães, R.C. & Valencia, Y.G. (2015). Tropical soils for highway construction: peculiarities and considerations. *Transp. Geotech.*, 5: 3–19.
- Carmo, C.A.T. do. (1998). A avaliação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos de dois solos compactados e a sua estimativa a partir de ensaios rotineiros. Universidade de São Paulo.
- Chu, X. (2020). A review on the resilient response of unsaturated subgrade soils. *Adv. Civ. Eng.*, 2020(7367484): 11.
- CODEVASF. (2021). Caderno de caracterização: estado do amapá.
- Delgado, A. (2007). Estudo do comportamento mecânico de solos tropicais característicos do Distrito Federal para uso na pavimentação rodoviária. Universidade de Brasília.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 049/94. Solos – determinação do Índice de Suporte California utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 080/94. Solos - Análise granulométrica por peneiramento. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 082/94. Solos - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 093/94. Solos – Determinação da densidade real. Rio de Janeiro, RJ.

- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 122/94. SOLOS - Determinação do limite de liquidez - Método de referência e método expedito. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 256. Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1994). DNER-ME 258. Solos compactados em equipamento miniatura – mini-MCV. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2012). DNIT 160/2012-ME. Solos – Determinação da expansibilidade – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). DNIT 134/2018-ME. Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). DNIT 179/2018-ME Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2019). DNIT 419/2019-ME. Pavimentação – Solo-Cal – Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2019). DNIT 181/2018-ME. Pavimentação – Material Estabilizado Quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.
- Dias, D.K. dos R. (2016). Reutilização Do Resíduo Cerâmico Oriundo Do Polo Oleiro De Iranduba E Manacapuru Para Emprego Como Elemento Constituinte De Base E Sub-Base De Pavimento. Universidade Federal do Amazonas.
- Dias, I.D.M. (2007). Estudo de solos tropicais para uso em pavimentação a partir de ensaios triaxiais estáticos.
- Elliott, R.P. & Thornton, S.I. (1988). Resilient modulus and aashto pavement design. *Transp. Res. Rec.*, (1196): 116–124.
- Embrapa. (2006). Sistema brasileiro de classificação de solos.
- Fearnside, P.M. & Graça, P.M.L. de A. (2009). BR-319: a rodovia manaus-porto velho e o impacto potencial de conectar o arco de desmatamento à amazônia central. *Novos Cad. NAEA*, 12(1).
- Franca, R.R. da & Mendonça, F. de A. (2016). A pluviosidade na amazônia meridional: variabilidade e teleconexões extra-regionais. *Confins*, (29).
- Godoy, H. de. (1997). Identificação e Classificação Geotécnica de Latossolos do Estado de São Paulo pelo Método das Pastilhas MCT. Universidade de São Paulo.
- Gonçalves, R.F. (1999). 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. Universidade de São Paulo.
- Guimarães, A.C.R. (2009). Um método mecanístico empírico para previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. . Univ. Fed. do Rio Janeiro. Rio Janeiro, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Univ. Fed. do Rio Janeiro. Rio Janeiro,.
- Haliburton, T.. (1971). Highway designs to resist subgrade moisture variations. *Highw*

- Res Rec, (36): 45–56.
- Hicks, R.. & Monismith, C.. (1971). Factors influencing the resilient response of granular materials. Highw Res Rec, (34): 15–31.
- Hicks, R.G. (1970). Factors influencing the resilient properties of granular materials. University of California, Berkeley.
- Huang, Y.H. (2004). Pavement Analysis and Design. Up. Saddle River, NJ07458 Prentice Hall., Secon Edit. Pearson Prentice Hall Upper Saddle River, NJ, 2.
- Hveem, H.F. (1955). Pavement deflections and fatigue failure. Highw. Res. Board Bull., (114): 43–79.
- Jin, M.S., Lee, K.W. & Kovacs, W.D. (1994). Seasonal variation of resilient modulus of subgrade soils. J. Transp. Eng., 120(4): 603–616.
- Kern, C. (2022). Efeito Da Variação De Umidade E Sucção No Comportamento Mecânico E Em Simulações De Desempenho De Solos Utilizados Em Pavimentos Rodoviários. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Khogali, W.E.I. & Anderson, K.O. (1996). Evaluation of seasonal variability in cohesive subgrades using backcalculation. Transp. Res. Rec., 1546(1546): 140–150.
- Kim, D. & Kim, J.R. (2007). Resilient behavior of compacted subgrade soils under the repeated triaxial test. Constr. Build. Mater., 21(7): 1470–1479.
- Kleinert, T.R. (2021). Estabilização de solos tropicais com cal e impactos no dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Lekarp, F., Isacson, U. & Dawson, A. (2000). State of the art. i: resilient response of unbound aggregates. J. Transp. Eng., 126(1): 66–75.
- Lepsch, I.F. (2010). Formação e conservação dos solos. 2ª edição. Oficina de textos.
- Li, D. & Selig, E.T. (1994). Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. J. Geotech. Eng., 120(6): 939–957.
- Lim, S.-M., Yao, K., Jin, D., Albadri, W.M. & Liu, X. (2022). Influence of matric suction on resilient modulus and cbr of compacted ballina clay. Constr. Build. Mater., 359: 129482.
- Lima, C.D.A. de. (2020). Avaliação da deformação Permanente de Materiais de Pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas. COPPE/UFRJ.
- Lima, I.B. de. (2015). Caracterização das argilas de várzea da região metropolitana de Manaus, para emprego como fluido estabilizante em perfurações de poços tubulares. Universidade Federal do Amazonas.
- Maia, C.L. (2016). Análise comparativa de módulos de resiliência obtidos com o Geogauge para o controle de qualidade de camadas granulares dos pavimentos. Universidade Federal do Ceará.
- Maia, M.A.M. & Marmos, J.L. (2010). Geodiversidade do estado do amazonas.
- Manzatto, C. V, Freitas Junior, E. & Perez, J.R. (2002). Uso agrícola dos solos brasileiros.
- Marengo, J.A. & Nobre, C.A. (2009). Clima da região amazônica. Tempo e clima no Bras., 1: 198–212.
- Marmitt, H.M., Casagrande, M.D.T. & Ceratti, J.A.P. (2010). Caracterização de propriedades resilientes de três britas graduadas utilizadas em pavimentos no sul do brasil characterization of the resilients properties of the three kinds of graduates in

- paviments in south of brazil. *Teor. e Prática na Eng. Civ.*, (15): 63–69.
- Marques, J.D. de O., Libardi, P.L., Teixeira, W.G. & Reis, A.M. (2004). Estudo de parâmetros físicos, químicos e hídricos de um latossolo amarelo, na região amazônica. *Acta Amaz.*, 34: 145–154.
- Marson, M. (2004). Análise crítica da classificação mct para solos tropicais.
- Meade, R.H. (2008). Transcontinental moving and storage: the orinoco and amazon rivers transfer the andes to the atlantic. *Large Rivers Geomorphol. Manag.*, : 45–63.
- Medina, J. (1997). *Mecânica dos pavimentos*. 1ª Edição. Rio de Janeiro.
- de Medina, J. & da Motta, L.M.G. (2015). *Mecânica dos pavimentos*. 3ª Edição. Editora Interciência, Rio de Janeiro.
- Mendoça, M.V. (2019). *Estabilização Física De Solos Tropicais Para Base De Pavimento De Baixo Custo Na Região Metropolitana De Manaus*. Universidade Federal do Amazonas.
- Mohammad, L.N., Puppala, A.J. & Alavilli, P. (1995). Resilient properties of laboratory compacted subgrade soils. *Transp. Res. Rec.*, (1504): 87–102.
- Neto, T.O. & Nogueira, R.J.B. (2016). BR-319: os quarenta anos de uma rodovia na amazônia. *Confins*, (28).
- Ng, C.W.W., Zhou, C., Yuan, Q. & Xu, J. (2013). Resilient modulus of unsaturated subgrade soil: experimental and theoretical investigations. *Can. Geotech. J.*, 50(2): 223–232.
- Nogami, J.S. & Villibor, D.F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. *Paviment. Baixo Custo com Solos Lateríticos*, 1: 240.
- Nourelidin, A.S. (1994). Influence of stress levels and seasonal variations on in situ pavement layer properties. *Transp. Res. Rec.*, (1448): 16–24.
- Oliveira, E.A. de. (2014). *Ensaio de arrancamento de geogrelha, utilizando um equipamento reduzido, em amostras de um solo típico da cidade de Manaus*. Universidade Federal do Amazonas.
- Oliveira, F.G. (2018). *Análise da aplicabilidade da classificação mct na execução de bases rodoviárias com utilização de solos lateríticos estabilizados*.
- Oliveira, L.L., Cunha, a. C., Jesus, E.S. & Barreto, N.J.C. (2010). Tempo, clima e recursos hídricos no estado do amapá. *Macapá IEPA*, : 83–96.
- Oliveira, N.A.C. de. (2022). *Estudo da influência da variação de umidade póscompactação no comportamento mecânico de três solos típicos de subleitos rodoviários brasileiros*. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Paulo, J. & Tavares, N. (2014). Características da climatologia de macapá-ap 1. *CAMINHOS Geogr. - Rev. online*, 15(1678–6343): 138–151.
- Preussler, E.S. (1978). *Ensaio Triaxiais Dinâmicos De Um Solo Arenoso*. . Rio Janeiro COPPE-UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio Janeiro COPPE-UFRJ.
- Rabelo, B.. (2004). *Laranjal do Jari: Realidades que devem ser conhecidas*. IEPA, Macapá.
- Roza, A.E.D. (2018). *Contribuição Para Projeto Mecânico - Empírico De Pavimentos Asfálticos Na Região Norte Do Estado Do Mato Grosso*. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Santos, E.F. (2021). *Reciclagem de materiais fresados de diferentes fontes em misturas*

- estabilizadas para uso em camadas granulares de pavimentos. Universidade Federal de Santa Maria.
- Sarney, J. & Costa, P. (2004). Amapá: a terra onde o Brasil começa. Edições do Senado Fed. v. 35,. Senado Federal.
- Seed, H.B., Chan, C.K. & Lee, C.E. (1962). Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements. International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 611–636.
- Silva, B.-H.D.A. e. (2003). Aplicação das Metodologias MCT e Resiliente a solos finos do Centro-Norte do Mato Grosso. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes, IME, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Silva, E.S. Da. (2013). Utilização De Resíduo De Fresagem De Pavimentos Asfálticos Em Bases Estabilizadas Granulometricamente E Em Revestimentos Asfálticos Na Cidade De Manaus. Universidade Federal do Amazonas.
- Sousa, M.A. da S. (2016). Análise Geotécnica De Solos Tropicais De Ocorrência Ao Longo Da Estrada De Ferro Carajás Para Uso Como Camadas De Pavimento Ferroviário. Instituto Militar de Engenharia.
- Sousa, M.A. da S. (2021). Contribuição ao Estudo de Solos Tropicais Finos para uso na Pavimentação Rodoviária. Universidade Federal de Pernambuco.
- Svenson, M. (1980). Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos. . Unpubl. master's Diss. Fed. Univ. Rio Janeiro Repos. (in Port., Universidade do Rio de Janeiro, Unpubl. master's Diss. Fed. Univ. Rio Janeiro Repos. (in Port.,
- Takeda, M.C. (2006). A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista.
- Trichês, G. (1985). Determinação do coeficiente de Poisson de solos compactados no ensaio triaxial dinâmico e o cálculo da deflexão de pavimentos. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Uzan, J. (1985). Characterization of granular material. *Transp. Res. Rec.*, 1022(1): 52–59.
- Vanapalli, S.K. & Han, Z. (2014). Application of the unsaturated soil mechanics in the design of pavements. *Unsaturated Soils: Research and Applications - Proceedings of the 6th International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2014*, . Conference: 6th International Conference on Unsaturated Soils, 2: , 1799–1805.
- Vaswani, N.K. (1975). Case studies of variations in subgrade moisture and temperature under road pavements in virginia. *Transp. Res. Rec.*, (532): 30–42.
- Vertamatti, E. (1988). Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e resiliente. . São José dos Campos ITA, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos ITA,.
- Villibor, D.F.. & Alves, D.M.L.A. (2019). Pavimentos de baixo custo para regiões tropicais: projeo e construção. 1st edn. Tribo da Ilha, Florianópolis.
- Villibor, D.F. (1981). Pavimentos economicos: novas consideracoes. Universidade de São Paulo.
- Villibor, D.F. & Nogami, J.S. (2009). Pavimentos econômicos - Tecnologia do uso dos solos finos lateríticos. Editora Arte & Ciência.
- Vuong, B. (1992). Influence of density and moisture content on dynamic stress-strain behaviour of a low plasticity crushed rock. *Road Transp. Res.*, 1(2): 88–100.

- Werk, S.M.S. de. (2000). Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Yang, S.R., Kung, J.H.S., Huang, W.H. & Lin, H. Da. (2006). Resilient modulus of unsaturated cohesive subgrade soils. *Yantu Gongcheng Xuebao/Chinese J. Geotech. Eng.*, 28(2): 225–229.