

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

CAROLINA MORESCA DA SILVA

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS DO MUNICÍPIO DE
ELDORADO/MS COM VISTAS A OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO

Joinville
2022

CAROLINA MORESCA DA SILVA

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS DO MUNICÍPIO DE
ELDORADO/MS COM VISTAS A OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Dr. Marcelo
Heidemann

Joinville
2022

CAROLINA MORESCA DA SILVA

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS DO MUNICÍPIO DE
ELDORADO MS COM VISTA A OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 20 de julho de
2022.

Banca examinadora:

Dr. Marcelo Heidemann
Orientador

Dr. Breno Salgado Barra
Membro
Universidade Federal de Santa Catarina

Dr. Julian Asdrubal Buriticá Garcia
Membro
Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho a minha família e à memória do meu pai.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que me sustentou ao longo de todo o curso, principalmente ao atravessar fases difíceis de depressão.

Agradeço imensamente à minha família, em especial mãe, que mesmo com o coração apertado me incentivou a vir embora para Joinville em busca da minha formação dos sonhos, sempre dando todo apoio e força desde o momento do vestibular até a produção do presente trabalho, rezando muito por mim e me motivando. Esteve ao meu lado fazendo o possível e o impossível enquanto eu recebia notícias péssimas e passávamos por diversos problemas. Amo muito você e o Marcos, obrigada por nunca soltarem minha mão.

Agradeço muito ao meu pai do coração: Marcos, que também sempre esteve ao meu lado e principalmente dando suporte a mim e à minha mãe pela distância que escolhi morar.

Agradeço imensamente aos meus avós, Constantino e Cleide, por sempre acreditarem nas minhas ideias, me incentivarem e sempre que possível estavam em Santa Catarina em ajudando. Tantas idas e vindas nós fizemos e vocês sempre comigo. Muito Obrigada, eu amo muito vocês.

Agradeço ao Felipe Hirata pela companhia de tantos anos e, agora com a Miri, por terem me acolhido em sua casa por tantos dias para que eu conseguisse terminar o TCC. Tenho vocês como irmãos que Deus e Santa Catarina me deram. Miri muito obrigada por me acolher na sua vida, nossa boa relação foi essencial nos meus últimos meses de universidade.

Agradeço ao meu namorado Pedro Henrique por ter entendido todas as vezes que precisei estar ausente para estudar, por não me deixar desistir e estando ao meu lado nos piores dias. Assim como agradeço aos seus pais, José e Elizabeti por todo incentivo e visitas ao longo do curso. Vocês são a família que escolhi para mim.

Agradeço ao meu falecido pai, que mesmo bastante distante me ajudou em todas as vezes que precisei ao longo da minha graduação.

Agradeço muito a minhas amigas Bruna, Maria Eduarda, Samanta, Priscila, Nathalia, Carol e Thayse que sempre se fizeram presente, me acolheram em suas casas e amenizaram a dificuldade de viver longe da família.

Samanta, em especial muito obrigada por me socorrer e me acalmar durante crises de pânico. Amo muito todas vocês.

Agradeço muito a minha amiga de infância Gabrielly T. Klein que nos meus piores dias da reta final esteve ao meu lado, me alegrando e motivando sem me deixar desistir. Amo muito você amiga.

Agradeço à minha irmã do coração Fernanda Kleszcz por todas as orações, por estar sempre ao meu lado, por me incentivar e ser meu colo todas as vezes que precisei, amo muito você Nanda! Muito obrigada. Assim como agradeço à minha amiga Fabíola Souza pelas orações, pela torcida, por ter compreendido minha ausência em sua vida e na vida do nosso amorzinho Olívia, a dinda ama muito vocês! Muito obrigada!

Agradeço a toda equipe da Nosde Engenharia que compreendeu minha ausência para produção do TCC. Em especial à engenheira Fernanda, ao laboratorista Nelson e ao Rogel que me ajudaram muito neste trabalho. Sem vocês eu não teria conseguido. Muito Obrigada!

Agradeço também à equipe Jacarandá Móveis, que acompanhou vários dias de escrita, colaborando para que eu pudesse me concentrar melhor. Em especial, agradeço à Jane ao Clóvis, que acompanharam toda minha jornada de aprendizado. Clóvis, me buscando na escola ainda criança e, agora na graduação junto com o Manoel, me ajudaram a coletar as amostras que compuseram o estudo deste trabalho. Muito obrigada equipe!

Agradeço ao meu orientador Marcelo, que me acompanhou na jornada da produção do TCC, que compreendeu todas as dificuldades pelas quais passei durante este período e disponibilizou bastante do seu tempo a mim. Muito Obrigada.

RESUMO

Diferentemente de alguns estados do Brasil, que contam com boa documentação e estudos relacionados ao comportamento geotécnico de seus solos, no estado do Mato Grosso do Sul (MS) esses estudos se mostram relativamente escassos. Este estado é um dos maiores produtores agrícolas do país e, conseqüentemente com uma grande demanda de escoamento de safra por sua malha viária. Por conta desta situação e considerando que o Governo Estadual vem fazendo relevantes investimentos em infraestrutura viária, mostra-se necessário maior conhecimentos acerca do comportamento de seus solos. Este trabalho tem como objetivo caracterizar os solos do município de Eldorado em termos de desempenho quando utilizados na condição compactada como material de construção para obras rodoviárias. Para tal, utilizou-se da metodologia de Davison Dias (1987) para realizar um mapeamento geotécnico da região cone-sul do MS. Foram sobrepostos mapas geológicos e pedológicos da região a ser estudada para estimativa das unidades geotécnicas. Posteriormente foram coletadas 5 amostras de solo para execução de ensaios laboratoriais que pudessem caracterizar fisicamente tais amostras, bem como determinar parâmetros de resistência mecânica interessantes às obras de pavimentação. Os solos foram classificados através do Sistema de Classificação Unificada de Solos, Sistema rodoviário de classificação de Solos e pela metodologia MCT. Os ensaios de resistência mecânica realizados foram: índice de suporte Califórnia (ISC) dos solos compactados sob as três energias de compactação e cisalhamento direto dos solos compactados sob energia intermediária. Na região estudada, predominam solos de comportamento laterítico, que apresentaram boas perspectivas de aplicabilidade em camadas constituintes do pavimento. Por meio dos ensaios de ISC ficou claro que os solos de todas as amostras são bons para compor as camadas menos solicitadas do pavimento, porém apenas os solos das amostras Morumbi, Junqueira e Floresta Branca se mostraram suficientemente competentes para compor camadas de sub-base. Nenhum dos solos ensaiados apresentou suporte suficiente para compor camadas de base dos pavimentos flexíveis. Em cisalhamento direto foram medidos ângulos de atrito bastante variáveis, de cerca de 26° até 41°.

Palavras-chave: Solo. Comportamento Mecânico. Comportamento Laterítico. Pavimentação

ABSTRACT

Unlike some states in Brazil, which have good documentation and studies related to the geotechnical behavior of their soils, in the state of Mato Grosso do Sul (MS) these studies are relatively scarce. This State is one of the largest agricultural producers in the country and, consequently, with a great demand for crop flow through its road network. In this sense and considering that the State Government conduct relevant investments in road infrastructure, a more extensive knowledge about the behavior of its soils is necessary. This work aims to characterize the soils of Eldorado municipality in terms of performance when used in compacted condition as construction material for road works. The methodology of Davison Dias (1987) was used to carry out a geotechnical mapping of the cone-sul region of MS state. Geological and pedological maps of the region to be studied were superimposed to estimate the geotechnical units. Subsequently, 5 soil samples were collected to carry out laboratory tests that could physically characterize these samples, as well as determine parameters related to mechanical behavior with interest to paving works. Soils were classified using the Unified Soil Classification System, Road Soil Classification System and the MCT methodology. The mechanical strength tests performed were California bearing ratio (CBR) of soils compacted under three different compaction energies and direct shear of soils compacted under intermediate energy. In the studied region, soils with lateritic behavior predominate, which presented good prospects of applicability in pavement layers. Through the CBR tests, it became clear that the soils of all samples are suitable for composing the less requested layers of the pavement, but only the soils of the Morumbi, Junqueira and Floresta Branca samples were sufficiently competent to compose subbase layers. None of the tested soils presented sufficient support to compose base layers of flexible pavements. Under direct shear, variable friction angles were measured, ranging from 26° to 41°.

Keywords: Soil. Mechanical Behavior. Lateritic Behavior. Pavement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Estruturas dos pavimentos	21
Figura 2. Diagrama com curvas granulométricas e escalas granulométricas ..	24
Figura 3. Esquemática dos tipos de granulometria	25
Figura 4. Esquema de exemplificação da compactação	27
Figura 5. Exemplo de curva de compactação	28
Figura 6. Conjunto de cilindro e soquete de compactação	29
Figura 7. Diagrama de teor de umidade ótimo aproximado	30
Figura 8. Efeito da energia de compactação em um solo	31
Figura 9. Curvas de compactação encontradas para diferentes tipos de solo .	32
Figura 10. Esquema de atrito entre um corpo e uma superfície plana	34
Figura 11. Representação por uma reta da resistência ao deslizamento	34
Figura 12. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	36
Figura 13. Critério de Mohr-Coulomb com envoltória de ruptura.....	37
Figura 14. Esquemática da caixa de cisalhamento	37
Figura 15. Representação de resultados gráficos obtidos no ensaio	38
Figura 16. Carta de Plasticidade	41
Figura 17. Esquema para classificação pelo sistema SUCS (ASTM D2487-17)	42
Figura 18. Classificação dos solos finos do Sistema Rodoviário.....	43
Figura 19. Esquema para classificação pelo Sistema Rodoviário	43
Figura 20. Gráfico da Classificação MCT.....	46
Figura 21. Características esperadas e dados diversos dos grupos de solos da Classificação MCT.....	48
Figura 22. Curvas de compactação de solos lateríticos.....	51
Figura 23. Ensaio de mini-CBR sob energia normal sem imersão e relação após 24h de imersão.....	54
Figura 24. Ensaio de mini-CBR sob energia intermediária sem imersão e relação após 24h de imersão	54
Figura 25. Resultados de mini-CBR sob energia normal em corpos de prova imersos e não imersos de solo LA' mato-grossense	55

Figura 26. Resultados de mini-CBR sob energia normal em corpos de prova imersos e não imersos de solo LG' mato-grossense	56
Figura 27. Resultados de mini-CBR sob energia intermediária em corpos de prova imersos e não imersos de solo LG' mato-grossense	56
Figura 28. Mapa das regiões de Planejamento do Mato Grosso do Sul	59
Figura 29. Províncias geológicas estruturais do Brasil	60
Figura 30. Mapa geológico de Eldorado - MS	61
Figura 31. Mapa pedológico de Eldorado – MS	62
Figura 32. Mapa climas do Brasil.	63
Figura 33. Fluxograma de etapas do desenvolvimento do estudo	64
Figura 34. Equipamento para ensaio de cisalhamento direto	69
Figura 35. Mapa geotécnico do Sul do Mato Grosso do Sul	71
Figura 36. Mapa geotécnico do sul do MS com os pontos de amostragem	73
Figura 37. Curva granulométrica – Morumbi	74
Figura 38. Curvas de compactação - Morumbi.....	76
Figura 39. Variação do ISC com a energia de compactação - Morumbi.....	76
Figura 40. Curvas de consolidação dos corpos de prova Morumbi	78
Figura 41. Curvas de tensão x deformação dos ensaios de cisalhamento direto no solo Morumbi	79
Figura 42. Envoltórias de ruptura do solo Morumbi	80
Figura 43. Curva granulométrica – Junqueira	81
Figura 44. Curvas de compactação - Junqueira.....	82
Figura 45. Variação do ISC com a energia de compactação - Junqueira	83
Figura 46. Curvas de consolidação dos corpos de prova Junqueira	84
Figura 47. Curvas de tensão x deformação dos ensaios de cisalhamento direto no solo Junqueira	85
Figura 48. Envoltórias de ruptura do solo Junqueira	86
Figura 49. Curva granulométrica – Caseiro	87
Figura 50. Curvas de compactação - Caseiro	89
Figura 51. Variação do ISC com a energia de compactação - Caseiro	89
Figura 52. Curvas de consolidação - Caseiro	91
Figura 53. Curvas de tensão x deformação dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova Caseiro	92
Figura 54. Envoltórias de ruptura do solo Caseiro.....	93

Figura 55. Curva granulométrica – Floresta Branca	94
Figura 56. Curvas de compactação – Floresta Branca	95
Figura 57. Variação do ISC com a energia de compactação – Floresta Branca	96
Figura 58. Curva de consolidação dos corpos de prova Floresta Branca	97
Figura 59. Curvas de tensão x deformação dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova Floresta Branca	98
Figura 60. Envoltórias de ruptura do solo Floresta Branca	99
Figura 61. Curva de granulometria – Iguatemi	100
Figura 62. Curvas de compactação - Iguatemi.....	101
Figura 63. Variação de ISC com a energia de compactação - Iguatemi	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Classificação de plasticidade do solo	26
Tabela 2. Energia de Compactação	30
Tabela 3. Grupos da Classificação MCT	47
Tabela 4. Valores médios para peso específico aparente seco máximo e suas variações para o universo estudado sob energia normal.....	52
Tabela 5. Valores médios de umidade ótima e suas variações para o universo estudado sob energia normal.....	52
Tabela 6. Valores médios de peso específico aparente seco máximo e suas variações sob energia intermediária para o universo estudado	52
Tabela 7. Valores médios de umidade ótima e suas variações sob energia intermediária para o universo estudado	53
Tabela 8. Coordenadas cardeais das amostras	73
Tabela 9. Resultados da caracterização - Morumbi	74
Tabela 10. Índices físicos dos corpos de prova Morumbi	77
Tabela 11. Parâmetros de resistência ao cisalhamento da amostra Morumbi .	80
Tabela 12. Resultados da caracterização – Junqueira	81
Tabela 13. Índices físicos dos corpos de prova Junqueira.....	84
Tabela 14. Parâmetros de resistência ao cisalhamento da amostra Junqueira	86
Tabela 15. Resultados da caracterização – Caseiro	88
Tabela 16. Índices físicos dos corpos de prova Caseiro	90
Tabela 17. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo Caseiro.....	93
Tabela 18. Resultados da caracterização - Floresta Branca.....	94
Tabela 19. Índices físicos dos corpos de prova.....	97
Tabela 20. Parâmetros de resistência do solo Floresta Branca	99
Tabela 21. Resultados da caracterização – Iguatemi	100
Tabela 22. Granulometria e classificação das amostras.....	103
Tabela 23. Recomendação de emprego dos solos segundo resultados de ISC	105
Tabela 24. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto	106

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AGESUL – Agência Estadual de Gestão e Empreendimentos

ASTM – American Society for Testing and Materials

C – Argila

CBR – California Bearing Ratio

C_c – Coeficiente de curvatura

C_d – Contração diametral

CPRM – Companhia de Pesquisa e Recursos Minerais

CTB – Código de Trânsito Brasileiro

C_u – Coeficiente de uniformidade

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

G – Densidade Real dos grãos

G – Pedregulho

GMbd – Gleissolo Melânico Tb Distrófico

GMbd1 – Gleissolo Háplico Tb Distrófico

GP – Pedregulho mal graduado

GW – Pedregulho bem graduado

HRB – Highway Research Board

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IG – Índice de grupo

IP – Índice de Plasticidade

ISC – Índice de Suporte Califórnia

K2c – Unidade geológica Grupo Caiuá

LA – Areia com pouca argila laterítica

LA' – Areia argilosa laterítica

LG' – Argilas ateríticas arenosas

LG – Argila laterítica

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade
LVd3 – Argissolo Vermelho-amarelo Distrófico Álico
LVd11 – Argissolo Vermelho-amarelo Distrófico
M – Silte
MAPA – Ministério da Agricultura, Agropecuária e Abastecimento
MCT – Miniatura, Compactado, Tropical
MS – Mato Grosso do Sul
NA – Areia siltosa com silte quartzoso não laterítica
NA' – Areia siltosa, areia argilosa não laterítica
NFMS – Núcleo de Fronteira do Mato Grosso do Sul
NG' – Argilas não lateríticas
NP – Não Plástico
NS' – Siltes não lateríticos
O – Orgânico
Oxs – Organossolo Háptico Sáprico Típico
VBP – Valor Bruto de Produção
PVAe4 – Argissolo Vermelho-amarelo Distrófico
Q2a – Unidade geológica arenito quartzoso
S – Areia
SEMADE – Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável
SEMAGRO – Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Econômico, Produção Agrícola e Familiar.
SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos
USDA – Departamento de Agricultura dos Estados Unidos
USGMS – United States Gazetteer Mapping Service

LISTA DE SÍMBOLOS

φ = Ângulo de atrito

Δ_h = Deformação vertical

S_r = Grau de saturação

e = Índice de vazios

c' = Intercepto coesivo

γ = Peso específico

γ_a = Peso específico da água

γ_{nat} = Peso específico aparente natural

γ_d = Peso específico aparente seco

γ_s = Peso específico real dos grãos

$\gamma_{s,máx}$ = Peso específico seco aparente máximo

σ = Tensão normal

σ_1 = Tensão principal maior

σ_3 = Tensão principal menor

τ = Tensão cisalhante

$\tau_{máx}$ = Tensão cisalhante máxima

τ_{res} = Tensão cisalhante residual

h = Teor de umidade

h_{ot} = Teor de umidade ótima

W_{nat} = Teor de umidade natural

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
1.1. OBJETIVOS.....	19
1.1.1. Objetivo Geral	19
1.1.2. Objetivos Específicos	19
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	20
2.1. PAVIMENTOS.....	20
2.2. COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS VISANDO APLICAÇÕES EM OBRAS RODOVIÁRIAS	21
2.2.1. Análise Granulométrica	22
2.2.2. Limites de Atterberg	25
2.2.3. Compactação dos solos e massa específica	26
2.2.4. Índice de Suporte Califórnia (ISC)	32
2.2.5. Resistência ao cisalhamento	33
2.2.5.1. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb	35
2.2.5.2. Ensaio de cisalhamento direto	37
2.3. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS.....	39
2.3.1. Sistema Unificado de Classificação de Solos	40
2.3.2. Sistema de Classificação Rodoviário	42
2.3.3. Classificação MCT	44
2.4. COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS LATERÍTICOS	48
2.4.1. Compactação de solos lateríticos	50
2.4.2. Índice de suporte Califórnia em solos lateríticos compactados	53
3. MATERIAIS E MÉTODOS	58
3.1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS	58
3.1.1. Geologia e Pedologia	59
3.1.2. Características físicas	62
3.2. METODOLOGIA.....	63

3.2.1. Levantamento de dados pré-existentes – etapa 1	64
3.2.2. Cruzamento dos dados para geração de mapa geotécnico e escolha dos pontos de coleta – etapas 2 e 3	64
3.2.2.1. Morumbi.....	65
3.2.2.2. Junqueira.....	65
3.2.2.3. Caseiro.....	66
3.2.2.4. Floresta Branca.....	66
3.2.2.5. Iguatemi.....	67
3.2.3. Coleta das amostras – etapa 4	67
3.3. CAMPANHA EXPERIMENTAL	68
3.3.1. Ensaios de caracterização – etapa 5.1	68
3.3.1.1. Peso específico real dos grãos	68
3.3.1.2. Granulometria.....	69
3.3.1.3. Limite de Liquidez e de Plasticidade	69
3.3.2. Ensaios mecânicos – etapa 5.2	69
3.3.2.1. Compactação.....	69
3.3.2.2. Índice de suporte Califórnia	70
3.3.2.3. Cisalhamento direto.....	70
4. RESULTADOS	71
4.1. RESULTADOS DO MAPEAMENTO.....	71
4.2. RESULTADO DOS ENSAIOS.....	73
4.2.1. Morumbi	73
4.2.2. Junqueira	80
4.2.3. Caseiro	87
4.2.4. Floresta Branca	94
4.2.5. Iguatemi	99
4.3. Discussão dos resultados.....	103
5. CONCLUSÕES	107

1. INTRODUÇÃO

O uso e ocupação do solo é uma necessidade humana desde tempos remotos e, portanto, conhecer o comportamento mecânico desses materiais frente às solicitações de aumento ou alívio de tensões é fundamental. Com o acúmulo de insucessos em grandes obras de engenharia devido à falta de entendimento sobre o comportamento mecânico do solo, mostrou-se urgente o início dos estudos de uma ciência conhecida por mecânica dos solos. Esta ciência teve como pioneiro o engenheiro Karl Von Terzaghi, que buscou conhecer o comportamento bastante complicado deste material natural, por meio de determinações laboratoriais (PINTO, 2006).

Sendo assim, para que o uso e ocupação do solo, bem como a implantação de qualquer obra de engenharia, se dê de maneira correta e segura e até mesmo permitir, para que na fase de anteprojeto custos possam ser minimizados, é bastante importante um conhecimento prévio da maneira com o que o solo da área submetida à ação antrópica se comporta. Este conhecimento se torna possível por meio da caracterização geotécnica, utilizando-se de ensaios, sejam de campo ou de laboratório, que permitam quantificar e avaliar as propriedades de interesse.

Estudos relacionados ao comportamento geotécnico de solos são relativamente escassos para o território do estado do Mato Grosso do Sul. A ocupação do solo e o desenvolvimento de infraestrutura do Estado são incipientes. Por outro lado, o estado possui sua economia predominantemente voltada à agropecuária e agricultura, e diante da relevância do agronegócio para o Estado, o Governo Estadual pontua como fundamental o investimento em infraestrutura (MATO GROSSO DO SUL, 2022).

Desde janeiro de 2015 o atual governo já investiu mais de R\$ 5 bilhões em obras de pavimentação por todo estado (MATO GROSSO DO SUL, 2022). O investimento mostra-se relevante considerando os dados apresentados pelo Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento (MAPA), do Governo Federal, que em seu documento “Agropecuária brasileira em números” de maio de 2022, mostra o MS como um dos sete maiores produtores de grãos do Brasil,

tendo colaborado com um valor bruto de produção (VBP) ao país de R\$ 76,36 bilhões (aproximadamente 20 milhões de toneladas) no ano de 2022 (MAPA, 2022).

Ainda segundo o Governo do Estado (2022), entre os anos de 2021 e 2022, o Mato Grosso do Sul alcançou a marca de 3,7 milhões de hectares agricultáveis, o que gerou uma previsão de demanda de aproximadamente 297 mil caminhões para escoar 53% da sua safra diretamente para o porto de Paranaguá e 45% ao porto de Santos.

O crescimento do MS em área agricultável se mostra contínuo, tendo aumentado 24% a quantidade de hectares produtivos. Durante a safra 2018/2019 o estado contava com 2,98 milhões de hectares produtivos e já na safra atual (2021/2022) o estado conta com 3,7 milhões de hectares produtivos, tendo ainda uma expectativa de crescimento de até 22% nos próximos três anos, totalizando 4,5 milhões de hectares produtivos no estado (SEMAGRO, 2022).

Nesse contexto, fica claro que o crescimento da agricultura tem por consequência o aumento do escoamento das safras solicitando ainda mais a malha rodoviária estadual.

Assim, considerando que a construção de novas rodovias requer o uso massivo de solos, e informações sobre o comportamento geotécnico dos solos do estado do MS são escassos, este trabalho busca contribuir para a produção de conhecimento acerca do comportamento mecânico, em estado compactado, dos solos que podem vir a ser usados na construção de obras viárias. De forma mais específica, o estudo aborda materiais que ocorrem na cidade de Eldorado, que fica localizada na região cone-sul do Mato Grosso do Sul.

Além de contribuir acerca do conhecimento dos solos para pavimentação, parte do presente estudo é relevante, e pode ser consultado, quando forem necessários conhecimentos acerca de parâmetros de resistência ao cisalhamento em situações relacionadas à estabilidade de taludes, aterros em geral, estruturas de contenção e projetos de fundações envolvendo solos compactados.

1.1 OBJETIVOS

A fim de dispor mais informações sobre as características dos solos da cidade de Eldorado – MS, propõe-se neste trabalho os seguintes objetivos.

1.1.1 Objetivo Geral

Realizar a caracterização física e de comportamento mecânico de solos do município de Eldorado – MS, em condição compactada, de forma a reconhecer e concentrar informações de parâmetros geotécnicos de interesse para projetos de obras de pavimentação.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Reunir cartas e mapas pedológicos e geológicos já existentes da região;
- Coletar as amostras em locais estratégicos, a fim de uma boa representação dos solos do município em estudo;
- Executar ensaios de caracterização física básica;
- Classificar os solos estudados por meio de classificações geotécnicas;
- Executar, em corpos de prova compactados, ensaios de CBR e cisalhamento direto;
- Consolidar as informações obtidas nos ensaios.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo serão revisados materiais já publicados a fim de contextualizar este trabalho e esclarecer conceitos que colaboram com seu entendimento.

2.1 PAVIMENTOS

Segundo o Anexo I do Código de Trânsito Brasileiro (CTB), via é uma superfície por onde transitam veículos, pessoas e animais, compreendendo a pista, a calçada, o acostamento, ilha e canteiro central. Ainda pelo Artigo 60 (1997) as vias podem ser classificadas como urbanas e rurais. Sendo assim, obras viárias correspondem a obras de construção de vias e o presente trabalho tratará, mais especificamente, de obras de rodovias que corresponde às vias pavimentadas.

Um projeto de engenharia rodoviária se desenvolve ao longo de três fases, sendo elas: Fase preliminar, Fase de Projeto básico e Fase de Projeto Executivo. Todas essas fases são responsáveis pelo planejamento de uma obra viária em sua totalidade, desde realizar um levantamento de dados e estudos específicos a fim de estabelecer parâmetros e diretrizes que colaboram com a delimitação de um traçado conveniente, detalhando a solução proposta com plantas e desenhos, até a elaboração dos projetos geométrico, de pavimentação e de drenagem, fornecendo plantas, desenhos e outros elementos que permitam a construção da rodovia (DNIT, 2006).

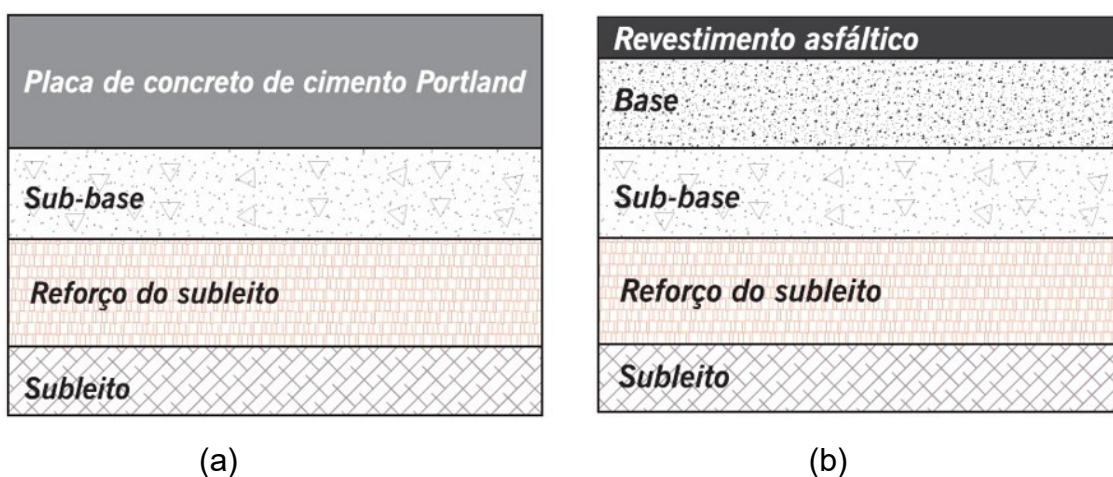
O projeto geométrico detalha a estrutura do pavimento, que é construída após a terraplenagem e tem por fundação o subleito. Suas funções são resistir aos esforços provenientes do tráfego e distribuí-los à fundação, melhorar as condições de rolamento quanto ao conforto e comodidade e resistir aos desgastes tornando a superfície de rolamento mais durável (DNIT, 2006).

A engenharia rodoviária divide a estrutura do pavimento segundo sua rigidez, podendo o pavimento ser rígido o flexível. Independentemente do tipo do pavimento, a estrutura irá contar com subleito, reforço do subleito quando necessário, e sub-base. A estrutura de pavimentos flexíveis ainda conta com a

camada de base, logo acima da sub-base, que receberá o revestimento asfáltico, como mostram as Figuras 1a e 1b (BERNUCCI et.al. 2008).

A estrutura do pavimento é apoiada sobre o subleito e seu comportamento estrutural depende da rigidez das camadas e do subleito, da espessura de cada uma delas e da interação que ocorre entre uma e outra. As camadas de terraplenagem que compõem o corpo do aterro, bem como subleito, reforço do subleito, sub-base e base são comumente compostas de solos, e eventualmente aditivos como cimento, cal, emulsão asfáltica, dentre outros materiais, a fim de se estabilizá-la quando os índices geotécnicos específicos não são alcançados e, em algumas ocasiões é necessário que o seja substituído (BERNUCCI et. al. 2008).

Figura 1. Estruturas dos pavimentos



Fonte: Bernucci et al. (2008)

2.2 COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS VISANDO APLICAÇÕES EM OBRAS RODOVIÁRIAS

Segundo Pinto (2006) os solos são dispostos pela natureza em depósitos heterogêneos e possuem comportamento mecânico mais complicado quando comparados aos materiais de construção mais homogêneos como aço e concreto.

As obras de pavimentação, são em geral bastante extensas, podendo apresentar, pela sua extensão, uma grande variedade em tipos de solos e suas

características, sendo, portanto, muito importante o conhecimento e controle deste material para tais obras (MORAIS, 2015).

Segundo o DNIT (2006), para o controle dos solos, se fazem necessários estudos quanto ao seu comportamento mecânico frente aos esforços estimados no projeto de pavimentação. Esses estudos englobam o subleito e a ocorrência de materiais que possam ser utilizados para as camadas do pavimento, por meio de uma caracterização das jazidas como fonte de matéria prima de solos.

As propriedades físicas de maior interesse para estas obras estão relacionadas ao tamanho e formato dos grãos e do índice de vazios apresentados pelos solos, no que tangem comportamentos que explicam compressibilidade, elasticidade, contratilidade dentre outros. Já quanto às propriedades mecânicas, são interessantes estudos acerca de expansibilidade, suporte Califórnia e resistência ao cisalhamento. (DNIT, 2006).

Sendo assim, os ensaios recomendados pelo DNIT (2006) para caracterização de solos para pavimentos são: granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade, compactação, massa específica aparente, índice de suporte Califórnia (ISC) e expansibilidade em caso de solos lateríticos.

2.2.1 Análise Granulométrica

A primeira característica que diferencia os solos é o tamanho das partículas que o compõe. A variedade de tamanhos é enorme, sendo sua diferenciação no estado seco bastante difícil. Portanto, para o reconhecimento do tamanho dos grãos que compõem um solo, se realiza a análise granulométrica (PINTO, 2006).

Esta análise consiste na determinação do tamanho das partículas presentes numa amostra de solo, expressa como uma porcentagem do peso seco total da amostra. Para se conhecer a distribuição granulométrica utiliza-se o método do peneiramento para grãos maiores, com diâmetros até 0,075mm e sedimentação para grãos de solo mais finos com diâmetros menores do que os avaliados por meio do peneiramento (DAS E SOBHAN, 2019). Tanto o ensaio de granulometria por peneiramento quanto o ensaio de sedimentação são normatizados pelas Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) através da Norma Brasileira NBR 7181/2016.

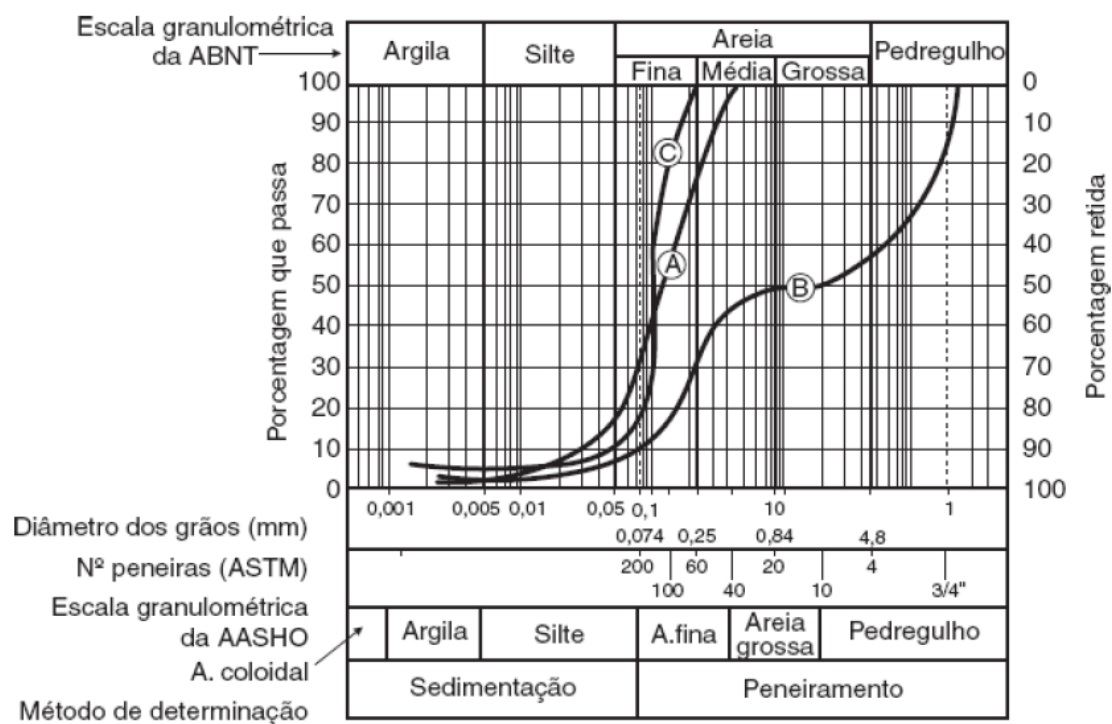
As percentagens a que se refere o parágrafo anterior são frações do peso total da amostra constituem o solo, podendo, portanto, ser chamadas de frações constituintes. A ABNT, na norma NBR 6502 (1995), separa as frações constituintes do solo em: pedregulho – partículas com diâmetro equivalentes entre 76mm e 4,8mm; areia – entre 4,8mm e 0,05mm; silte – entre 0,05mm e 0,005mm e argila com diâmetros inferiores a 0,005mm (CAPUTO, 2017).

Segundo Caputo (2017), para o caso de obras rodoviárias é mais comum a utilização da escala de granulometria da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) onde são compreendidos como pedregulhos partículas com diâmetro entre 76mm e 4,8mm; areia grossa – entre 4,8mm e 2,0mm; areia média – entre 2mm e 0,425mm; areia fina – entre 0,425mm e 0,075mm; silte – entre 0,075mm e 0,005mm; argila -entre 0,005mm e 0,001mm e coloidais com diâmetros menores que 0,001mm.

As faixas granulométricas segundo a ASTM D2488 09 são: Pedregulhos – partículas com diâmetros entre 75mm e 4,75mm; Areia grossa – diâmetro entre 4,75mm e 2mm; areia média – entre 2,2mm e 0,425mm; areia fina – entre 0,425mm e 0,075mm; silte – entre 0,075mm e 0,005mm e argilas com diâmetros menores que 0,005mm.

Representa-se graficamente o resultado da análise granulométrica por meio de pontos que formam uma curva em um diagrama semi-logarítmico. No eixo horizontal são marcadas as dimensões das partículas (em um eixo em escala log) e sobre o eixo vertical são representadas as percentagens passantes ou retidas de material, em peso. (CAPUTO, 2017). Alguns exemplos de curvas granulométricas estão representados na Figura 2. No mesmo diagrama tem-se as escalas granulométricas da ABNT e da AASHTO.

Figura 2. Diagrama com curvas granulométricas e escalas granulométricas



Fonte: Caputo (2017).

Caputo (2017) ainda ressalta que, considerando as curvas mostradas da Figura 2, pode-se distinguir os diferentes tipos de granulometria, sendo eles: granulometria contínua (curva A); granulometria descontínua (curva B) e granulometria uniforme (curva C). Sendo ainda que a curva A, dependendo da predominância da fração grossa e suficiência da fração fina, pode ainda ser dividida em granulometria contínua bem graduada ou mal graduada. Na Figura 3 ilustram-se os diferentes tipos de granulometria.

Figura 3. Esquematisação dos tipos de granulometria



Fonte: Caputo (2017).

2.2.2 Limites de Atterberg

No início do século XX, um cientista chamado Atterberg desenvolveu um método para descrever a consistência de solos granulares finos com teores de umidade variados. Atterberg dividiu o comportamento do solo em quatro estados básicos, a depender do seu teor de umidade, sendo eles: sólido – quando o teor de umidade é muito baixo; semissólido, plástico e líquido – quando o teor de umidade é muito alto (DAS E SOBHAN, 2019).

Quando o teor de umidade de um solo é muito elevado e ele apresenta um comportamento fluido, considera-se este solo em estado líquido. À medida com que o teor de umidade baixa, há um certo limite de umidade onde ele deixa de fluir, podendo ainda ser moldado facilmente, transitando entre os estados líquidos e plástico. A esse limite de umidade da transição entre estados líquido e plástico, se denomina limite de liquidez (LL) (CAPUTO, 2017).

Segundo Caputo (2017), quando o solo já se encontra em estado plástico, abaixo do limite de limite de liquidez e continua perdendo umidade, o solo deixa de apresentar comportamento plástico e passa a apresentar comportamento semissólido desmanchando-se ao ser manuseado. O teor de umidade onde a transição entre os comportamentos plástico e semissólido acontece é chamado de limite de plasticidade (LP).

A diferença entre LL e LP é o índice de plasticidade (IP), que é muito importante na classificação dos solos finos, pois é afetado, e acaba por refletir, entre outras características, a composição química e mineralógica da fração fina do solo.

Caputo (2017), afirma que quando um solo não apresenta plasticidade, como por exemplo as areias, considera-se seu IP nulo, sendo $IP = NP$ (não plástico). Ele ainda afirma que as argilas serão tão mais compressíveis quanto maior for seu IP. A Tabela 1 demonstra a classificação de plasticidade de um solo de acordo com seu IP.

Tabela 1. Classificação de plasticidade do solo

IP	Descrição
0	Sem plasticidade
1 - 5	Plasticidade leve
5 - 10	Plasticidade baixa
10 - 20	Plasticidade média
20 - 40	Plasticidade alta
>40	Plasticidade muito alta

Fonte: Adaptado de Burmister (1949) apud Das e Sobhan (2019).

A norma que rege o ensaio para determinação do Limite de Liquidez é a ABNT NBR 6459/2016 e a determinação do Limite de Plasticidade é a ABNT NBR 7180/2016.

2.2.3 Compactação dos solos e massa específica

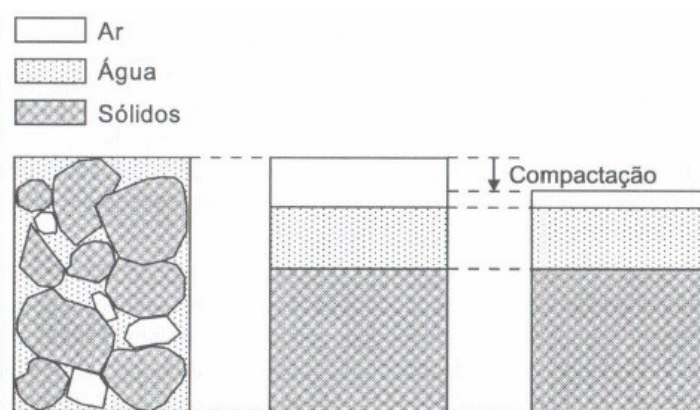
A compactação pode ser entendida como o processo de aplicação de uma energia mecânica ao solo, que promove a redução do volume de vazios por meio da expulsão do ar contido em seu meio. Sendo assim, ela é uma das técnicas utilizadas para promover estabilização do solo e melhoria no seu comportamento mecânico (TRINDADE et al., 2011).

Caputo (2017) ainda explica que o solo é formado por partículas sólidas e por vazios preenchidos por ar e água. Apesar de a compactação e o adensamento dos solos serem fenômenos similares, uma vez que aumentam a

densidade do solo por meio da redução desses vazios, vale ressaltar a diferença entre eles.

Segundo Caputo (2017), no adensamento, a redução dos vazios do solo se dá por meio de um processo, ou natural ou artificial, lento, que pode ocorrer a médio ou longo prazo, onde os vazios são reduzidos por meio da expulsão das partículas de água. Já a compactação, é um processo mais rápido e artificial, onde os vazios são reduzidos expulsando-se apenas o ar dos poros, como ilustrado na Figura 4.

Figura 4. Esquema de exemplificação da compactação



Fonte: Bardet (1997) apud Trindade et al. (2011).

Portanto, o objetivo principal da compactação é reduzir o índice de vazios do solo. Conseqüentemente, o solo passa a apresentar melhorias significativas em suas propriedades, como aumento de resistência ao cisalhamento, redução de compressibilidade, redução de permeabilidade e menor tendência a sofrer processos erosivos (TRINDADE et al., 2011).

Existem alguns fatores importantes no que se refere à compactação dos solos. Das e Sobhan (2019) afirmam que ao adicionar água a um solo durante a compactação essa age como agente lubrificante, fazendo com que as partículas deslizem mais facilmente umas sobre as outras promovendo maior densificação e, portanto, o teor de umidade do solo é um fator muito importante.

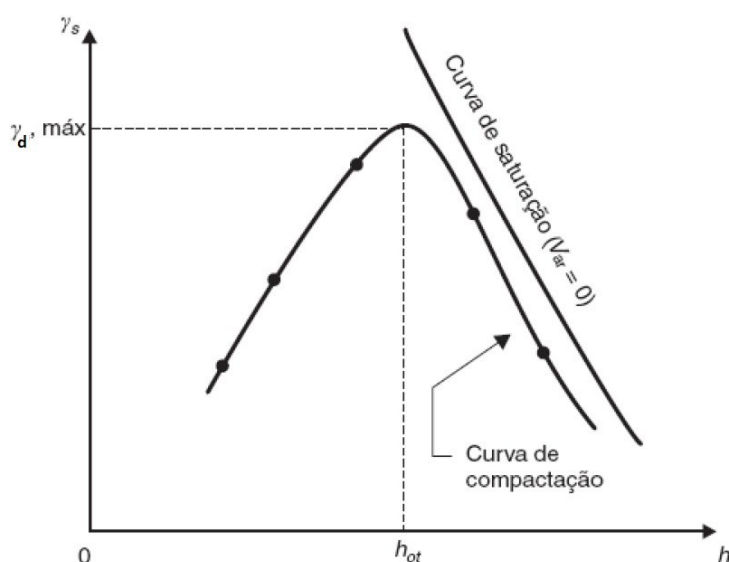
Além do teor de umidade, são também fatores importantes para a compactação o tipo de solo, ou seja, distribuição granulométrica, formato das partículas, densidade dos grãos e quantidade e tipo de minerais de argila

presentes. Assim como a energia de compactação empregada ao solo (DAS E SOBHAN, 2019).

Portanto, quando se realiza a compactação de um solo a determinado teor de umidade e energia de compactação, esta amostra alcança uma densidade. Segundo Das e Sobhan (2019), à medida com que se aumenta o teor de umidade sob a mesma energia de compactação, aumenta-se também sua densidade, ou peso específico (γ). O teor de umidade será aumentado a certo ponto quando a peso específico seco (γ_s) irá começar a decair, pois a quantidade de água será tamanha que ocupará espaços antes ocupados pelas partículas sólidas. Existe, portanto, um teor de umidade onde se alcançará o maior peso específico seco, chamado de umidade ótima (h_{ot}).

Segundo Caputo (2017), ao se realizar a compactação de um solo sob diferentes condições de umidade para a mesma energia de compactação, é possível se traçar uma curva que ilustra a variação do peso específico aparente seco (γ_d) em função do teor de umidade (h). Esta curva vai mostrar o ponto onde o γ_d é máximo e qual a h_{ot} , como exemplifica a Figura 5.

Figura 5. Exemplo de curva de compactação



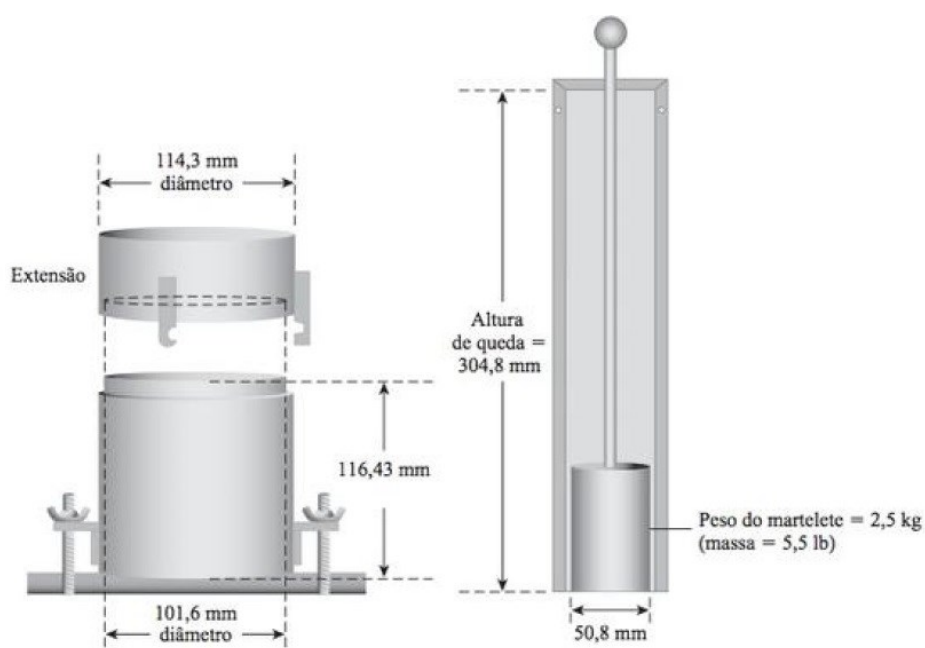
Fonte: Caputo (2017).

Segundo Caputo (2017), para se determinar o valor de umidade ótima para um solo e seu peso específico seco máximo, utiliza-se do ensaio de Proctor,

proposto em 1933 pelo engenheiro Ralph R. Proctor. Atualmente o ensaio é conhecido como ensaio de Proctor normal, regido, no Brasil, pela norma ABNT NBR 7182/2016.

O ensaio consiste em compactar uma amostra de solo dentro de um cilindro metálico que possui aproximadamente 1000 cm^3 , em três camadas sucessivas sob aplicação e 26 golpes com um soquete de 2,5 kg de peso, solto de uma altura de aproximadamente 30cm (CAPUTO, 2017). Das e Sobhan (2019) complementam explicando que este cilindro metálico deve estar acoplado a uma placa de suporte na parte inferior e ainda conta com um colarinho de extensão na parte superior, porém o volume do colarinho de extensão não é considerado no ensaio, como ilustra a Figura 6.

Figura 6. Conjunto de cilindro e soquete de compactação



Fonte: Das e Sobhan (2019).

A norma ABNT NBR 7182 ainda prevê que o ensaio de Proctor ainda pode acontecer em cilindro grande e com soquete grande, com a energia de compactação podendo variar entre normal, intermediária e modificada, como mostra a Tabela 2.

Tabela 2. Energia de Compactação

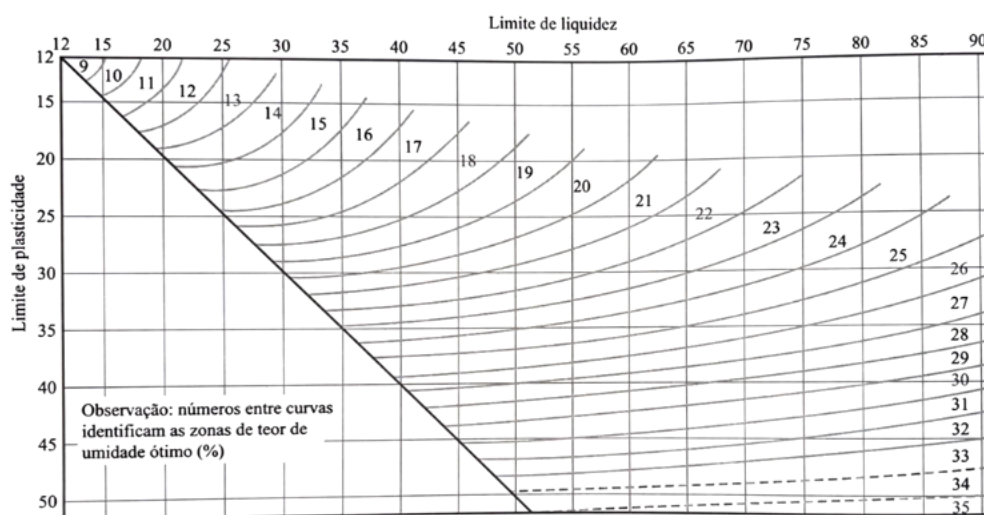
Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27
Grande	soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: Adaptado de ABNT (2016)

Segundo Caputo (2017), o ensaio é repetido variando-se os teores de umidade e determinando o peso específico seco para cada um deles e com os valores obtidos, traça-se a curva de compactação (Figura 5).

Das e Sobhan (2019) orientam que para se evitar muitos pontos, é preferível que o ensaio comece com o teor de umidade do solo cerca de 4% abaixo do teor de umidade ótimo presumido, que pode ser estimado por conhecimento empírico ou ainda com o auxílio dos limites de consistência pelo diagrama de Johnson e Sallberg mostrado na Figura 7.

Figura 7. Diagrama de teor de umidade ótimo aproximado



Fonte: Johnson e Sallberg (1962) apud Das e Sobhan (2019).

Segundo Caputo (2017), a energia de compactação para o ensaio de Proctor normal é de aproximadamente 6 kg.cm/cm³, porém a norma brasileira

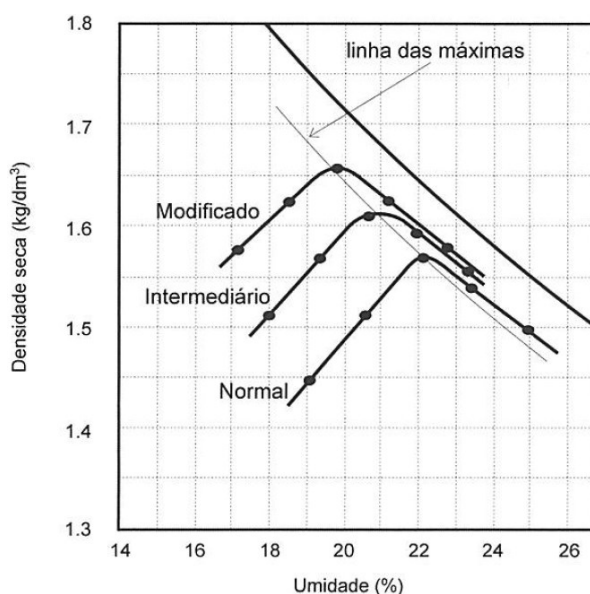
apresenta possibilidade de o ensaio acontecer sob energias maiores de compactação, bem como dentro de um cilindro maior. Isso acontece pois os estudos de Proctor eram baseados nos casos da época e atualmente tem-se equipamentos de compactação com pesos muito maiores e, portanto, o ensaio foi adaptado à nova realidade, surgindo o ensaio de Proctor modificado. Alguns órgãos rodoviários ainda utilizam uma energia de compactação intermediária.

Os valores encontrados para peso específico seco máximo e densidade ótima no ensaio de Proctor normal não são índices físicos do solo, ou seja, não são características constantes para o material e dependem de outros fatores como a energia de compactação (PINTO, 2006).

Ainda de acordo com Pinto (2006), quando o solo se encontra a um teor de umidade abaixo do ótimo, a aplicação de uma maior energia de compactação faz com que o peso específico seco máximo aumente. Já quando o teor de umidade do material está acima do seu valor ótimo, um maior esforço de compactação não influenciará muito, pois não se consegue expulsar o ar dos vazios.

Portanto pode-se concluir que quanto maior a energia de compactação empregada a um solo, menor será seu teor de umidade ótima e maior seu peso específico seco máximo. Isso faz com que a curva de compactação se desloque para a esquerda e para cima simultaneamente, conforme ilustra a figura 8.

Figura 8. Efeito da energia de compactação em um solo

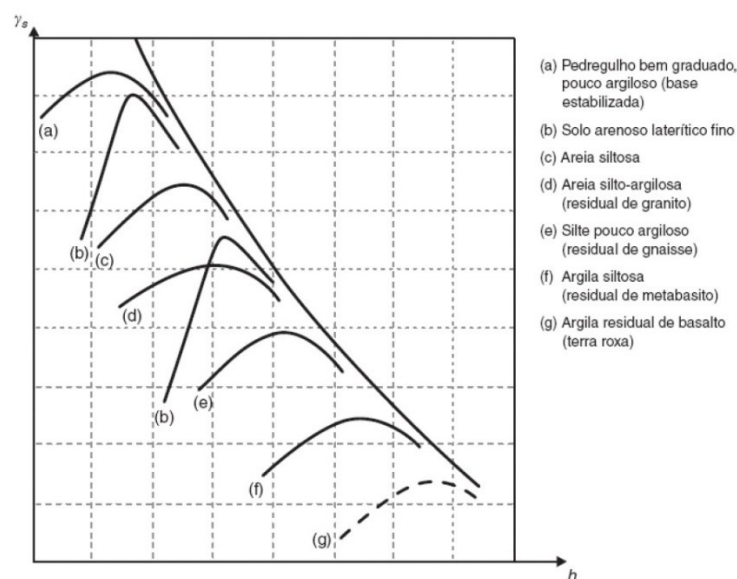


Fonte: Pinto (2006).

O tipo de solo é outro fator que afeta a compactação e as curvas obtidas para alguns tipos de solos estão ilustradas na Figura 9.

Como ressaltam Das e Sobhan (2019) as curvas de compactação sempre estarão à esquerda da curva de saturação. Isto significa que os solos compactados ocorrem tipicamente em condição não-saturada.

Figura 9. Curvas de compactação encontradas para diferentes tipos de solo



Fonte: Caputo (2017).

2.2.4 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

O ensaio do índice de suporte Califórnia (ISC), do inglês *California bearing ratio* (CBR), é de grande valor na técnica rodoviária de dimensionamento de pavimentos flexíveis (CAPUTO, 2017).

Segundo Medina e Motta (2005), este ensaio foi desenvolvido por O. J. Porter no final da década de 1920 para avaliar a capacidade de suporte relativa dos subleitos, comparada à de uma brita, tida como material padrão na época, e o potencial de expansão do material quando submerso em água. Bernucci et al. (2008) afirmam que a resistência ou capacidade de suporte ISC foi correlacionada de maneira empírica, levando a um método que tem por objetivo

dimensionar pavimentos fixando espessuras mínimas, baseando-se no suporte do subleito, com a finalidade de protegê-lo da ruptura.

Sendo assim, a resposta do ensaio se baseia num critério de ruptura por cisalhamento, combinando coesão e ângulo de atrito do material e seu resultado é expresso em porcentagem sendo definido como a relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num corpo de prova de solo e a pressão necessária para produzir a mesma penetração num corpo de prova do material padrão (BERNUCCI et al., 2008).

Este ensaio é normatizado no Brasil pela norma brasileira ABNT NBR 9895/2016 e pelo Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte (DNIT) pela norma DNER – ME 049/94. Caputo (2017) descreve brevemente a sequência de realização do ensaio da seguinte maneira: primeiro se determinam umidade ótima e do peso específico seco máximo; depois se determinam as propriedades expansivas do material; e por último se encontra o “índice de suporte Califórnia (ISC).

2.2.5 Resistência ao cisalhamento

Segundo Pinto (2006), na maioria das vezes a ruptura de um solo será um fenômeno de cisalhamento. Caputo (2017) afirma que a resistência ao cisalhamento dos solos é a capacidade dos solos em suportar cargas e conservar sua estabilidade frente às solicitações sofridas. Toda massa de solo se rompe quando se excede essa resistência.

De acordo com Pinto (2006), é importante se analisar tudo que passa no interior de uma massa de solo durante o processo de cisalhamento. Para isso é importante entender os mecanismos de deslizamento entre as partículas de um solo que dependem basicamente de dois fatores: atrito e coesão.

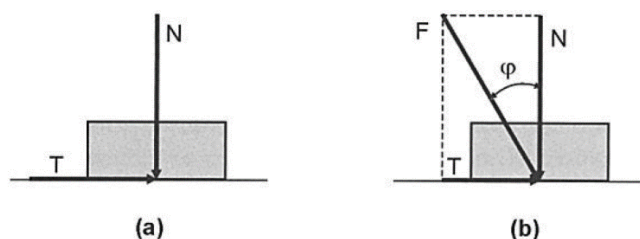
Segundo Pinto (2006) o atrito entre as partículas de solo pode ser comparado com o problema de deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana, como esquematizado na figura x. Se a força normal N transmitida ao corpo e a força horizontal T forem maiores que $(f \times N)$, onde f é o coeficiente de atrito entre o corpo e a superfície, ele se deslocará. Essa relação ainda pode ser escrita conforme equação 01.

$$T = N \times \tan \varphi$$

Eq. 01

Esse φ é chamado de ângulo de atrito e corresponde ao ângulo formado pela resultante de duas forças com a normal, como ilustra a figura 10 (b). O ângulo de atrito ainda pode ser compreendido como o ângulo máximo que a força transmitida ao corpo pode fazer com a normal sem que ocorra deslizamento.

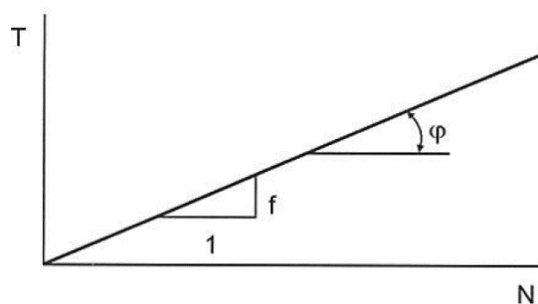
Figura 10. Esquema de atrito entre um corpo e uma superfície plana



Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

As experiências realizadas com corpos sólidos provam que o coeficiente de atrito não depende da área de contato e da componente normal aplicada. Sendo assim, pode-se afirmar que a resistência ao cisalhamento é diretamente proporcional à tensão normal e pode ser representada por uma reta como mostra a Figura 11 (PINTO, 2006).

Figura 11. Representação por uma reta da resistência ao deslizamento



Fonte: Pinto (2006).

Nos solos, o fenômeno de atrito pode ser compreendido de maneira semelhante ao dos sólidos, diferenciando-se apenas pelo fato de que nos solos não envolve apenas dois corpos, mas sim uma infinidade de partículas que

podem deslizar entre si ou rolar umas sobre as outras, acomodando-se em vazios que encontrem no percurso. O fato de os grãos rolarem uns sobre os outros e se acomodarem nos vazios exige ainda mais força para que a mobilização dos grãos ocorra. (PINTO, 2006).

A resistência ao cisalhamento de um solo depende majoritariamente do atrito entre suas partículas, porém existe uma atração química entre elas, que independe da tensão normal que constitui a coesão real. Em alguns solos, como os sedimentares, essa atração química é muito pequena, porém existem solos naturalmente cimentados por agentes diversos, que apresentam coesão real significativa (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006) existe ainda um tipo de coesão conhecido por coesão aparente, que se deve a um fenômeno de atrito no qual a tensão normal que a determina provém da pressão capilar da água presente no solo, como pode ser observado em areias parcialmente saturadas.

2.2.5.1. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

Mohr (1900) propôs uma teoria que afirma que um material se rompe em decorrência da combinação entre as tensões normal e cisalhantes e não em razão de alguma delas de maneira isolada, sendo assim, existe uma relação funcional entre a tensão normal e a cisalhante em um plano de ruptura que pode ser expressa pela equação 02 que define uma curva relativa aos estados de ruptura, denominada envoltória de ruptura (DAS E SOBHAN, 2019).

$$T_f = f(\sigma)$$

Eq. 02

Em outras palavras, segundo Pinto (2006) para Mohr não existe ruptura se o círculo que representa o estado de tensão se encontrar abaixo da curva chamada de envoltória de ruptura

Para Coulomb é suficiente aproximar a tensão de cisalhamento no plano da ruptura como uma função linear da tensão normal, que pode ser expressa pela equação 03.

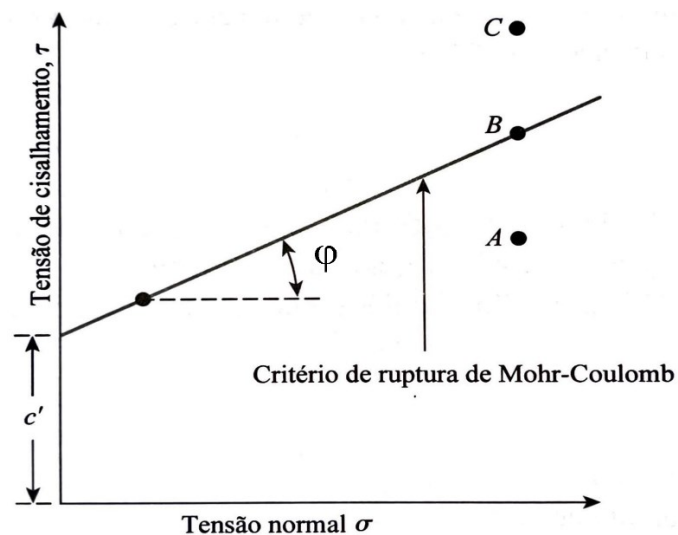
$$\tau_f = c' + \sigma \tan \varphi$$

Eq. 03

Pinto (2006) afirma que este c' não pode ser confundido com o fenômeno físico de coesão, pois indica simplesmente um intercepto coesivo de uma equação linear de resistência. De acordo com Das e Sobhan Na equação 03 ainda se observa τ_f que corresponde à resistência ao cisalhamento, σ tensão normal no plano de ruptura e φ o ângulo de atrito do solo. É esta equação 03 que define o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, como ilustrado na Figura 11.

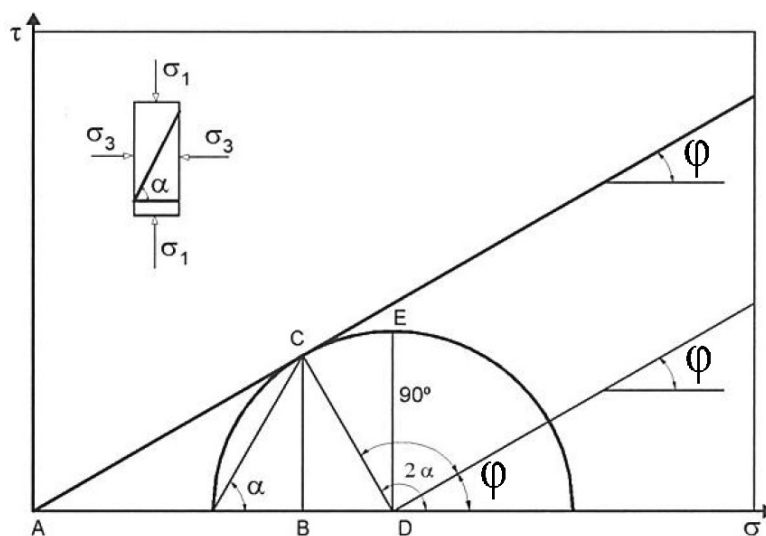
Segundo Pinto (2006), tanto o critério de Mohr quanto o de Coulomb apontam para a importância da tensão normal no plano de ruptura, o que pode ser observado na Figura 12, onde o círculo de Mohr tangencia a envoltória de ruptura. A ruptura se dá no plano em que ocorre a tensão normal indicada pelo segmento AB e tensão cisalhante BC, que é menor que a tensão cisalhante máxima indicada pelo segmento DE.

Figura 12. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb



Fonte: Adaptado de Das e Sobhan (2019).

Figura 13. Critério de Mohr-Coulomb com envoltória de ruptura



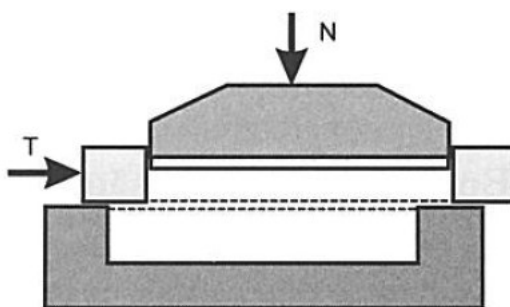
Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

2.2.5.2. Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto se baseia no critério de Coulomb. Neste ensaio se aplica ao corpo de prova uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura neste mesmo plano (PINTO, 2006)

Das e Sobhan (2019) explicam que o ensaio é realizado no equipamento de cisalhamento direto, que possui uma caixa metálica de cisalhamento, onde o corpo de prova é posicionado. Esta caixa é dividida horizontalmente em duas metades. Uma força normal N é aplicada no topo da caixa, enquanto uma força tangencial T é aplicada lateralmente à célula onde se encontra o corpo de prova provocando seu deslocamento, como ilustra a Figura 14.

Figura 14. Esquematização da caixa de cisalhamento

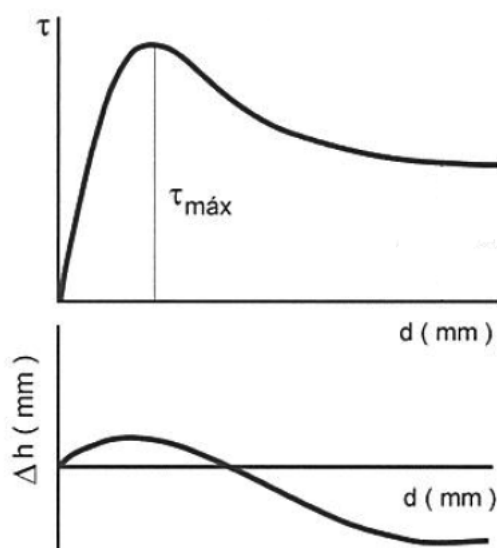


Fonte: Pinto (2006).

As forças N e T representadas na figura x indicam as tensões normal (σ) e cisalhante (τ) respectivamente. A tensão cisalhante pode ser graficamente representada em função do deslocamento necessário para ocorrência do cisalhamento. Estas tensões podem ser a máxima ($\tau_{m\acute{a}x}$) ou aquela para grandes deformações, que pode ou não ser igual a tensão de cisalhamento residual.

Adicionalmente representa-se, também graficamente, o deslocamento vertical sofrido pelo corpo de prova, onde se observa se houve aumento ou diminuição da altura do corpo de prova durante o processo de ruptura por cisalhamento. A Figura 15 exemplifica as representações típicas obtidas pelo ensaio de cisalhamento.

Figura 15. Representação de resultados gráficos obtidos no ensaio



Fonte: Pinto (2006).

O ensaio acontece em duas fases, sendo elas: fase de consolidação e fase de fase de cisalhamento. É durante a fase de consolidação que se aloca o corpo de prova dentro da caixa de cisalhamento e se aplica à sua maior face uma tensão de consolidação. Conforme o corpo de prova vai se consolidando, suas deformações verticais vão sendo medida e esta fase se encerra quando as deformações verticais se estabilizam (MAFRA, 2018).

A tensão cisalhante é aplicada na fase de cisalhamento e vai sendo medida conforme o ensaio acontece, bem como as deformações verticais e horizontais.

Gibson e Henkel (1954) propuseram uma equação (eq. 04) empírica, expressa em minutos, para cálculo do tempo requerido para o cisalhamento em função do tempo necessário para ocorrer completamente o adensamento (t_{100}).

$$t_f = 12,7 \times t_{100} \text{ (min)}$$

(Eq. 04)

2.3 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Os solos apresentam uma grande diversidade de comportamento frente às solicitações que ocorrem na engenharia. Sendo assim, com o passar do tempo e o acúmulo de experiências, surgiu a necessidade de organizar os tipos de solos de acordo com seu comportamento observado, por meio de sistemas que os classificassem em grupos e subgrupos atribuindo a eles algumas propriedades (PINTO, 2006).

Para Pinto (2006) os sistemas de classificação servem para auxiliar quanto a uma estimativa de comportamento do solo, do ponto de vista de engenharia, ou ao menos orientar o programa de investigação necessário para que as análises de um problema sejam feitas corretamente.

Logo, os sistemas de classificação proporcionam uma linguagem comum que expressa de maneira simplificada as infinitas variações das características do solo, sem descrições detalhadas (DAS E SOBHAN, 2019). Segundo Pinto (2006), é importante enfatizar que é preciso cautela no emprego de tais sistemas de classificação, pois são apenas um primeiro passo para a previsão de um comportamento do solo.

Segundo Das e Sobhan (2019), a maioria dos sistemas de classificação de solos desenvolvidos para a engenharia levam em consideração propriedades de índice simples, como análise granulométrica e os limites de Atterberg.

Das e Sobhan (2019) ainda apontam a classificação textural, desenvolvida pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA),

que em geral refere-se à aparência superficial e à textura do solo, que é diretamente influenciada pelo formato dos grãos.

Além da distribuição granulométrica, que é o centro da classificação textural, para fins de engenharia civil, os engenheiros devem levar em consideração a plasticidade dos solos, pois ela resulta da presença de argilominerais, o que auxilia numa interpretação mais apropriada das características do solo. Os sistemas de classificação que utilizam tanto da granulometria quanto dos limites de Atterberg são do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e o Sistema Rodoviário de Classificação (DAS BRAJA E SOBHAN, 2019).

Os sistemas de classificação acima citados são tidos como tradicionais e de acordo com Villibor (2009) apresentam limitações e deficiências para o estudo do uso dos solos tropicais na pavimentação, pois foram desenvolvidas para solos de clima frio e temperado. Quando empregadas a solos tropicais, tornam-se insuficientes para distinguir seus principais tipos e propriedades diversas.

Para uma melhor constatação experimental do bom desempenho e melhor classificação de solos lateríticos de granulação fina, Nogami e Villibor desenvolveram na década de 1990 uma metodologia denominada MCT (miniatura compactada tropical), que corresponde também a um sistema de classificação, o qual também será utilizado neste trabalho.

2.3.1 Sistema Unificado de Classificação de Solos

Este sistema é normatizado pela ASTM D2487-17 e segundo Caputo (2017) este sistema classifica os solos em três grandes grupos:

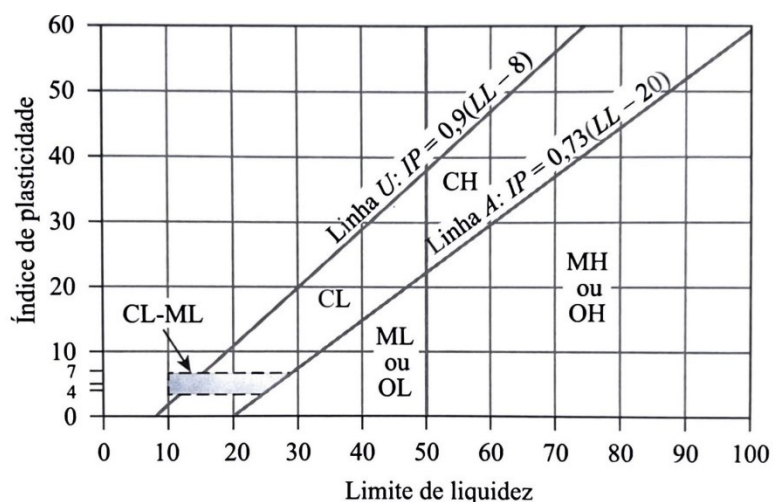
- a) Solos granulares grossos: quando mais de 50% dos grãos são retidos na peneira nº 200 (0,0075mm);
- b) Solos granulares finos: diâmetros quais tem a maioria dos grãos passantes na peneira nº 200 (0,0075);
- c) Turfas: solos altamente orgânicos e extremamente compressíveis.

Pinto (2006) explica que estes três grupos são identificados pelo conjunto de duas letras, sendo que a primeira corresponde ao tipo de solo, podendo ser G – pedregulho, S – areia, M – Silte; C – argila ou O – orgânico. A

segunda letra corresponde aos dados complementares do solo, como W – bem graduado, P – mal graduado, H – alta compressibilidade, L – baixa compressibilidade e ainda o grupo das turfas recebem as letras Pt.

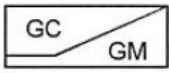
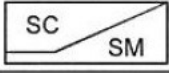
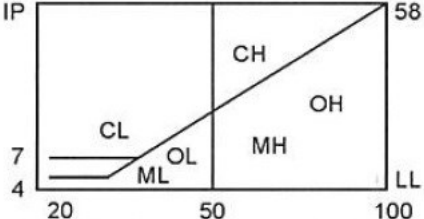
Das e Sobhan (2019) explicam que para o grupo dos solos granulares grossos utilizam-se os prefixos G ou S, correspondendo aos pedregulhos e areias respectivamente. As areias e os pedregulhos ainda podem ser classificados como bem graduados (W) ou mal graduados (L). Enquanto para o grupo dos solos finos utilizam-se os prefixos M ou C, correspondentes aos siltes e argilas respectivamente. Os siltes e argilas ainda podem ser classificados como de alta compressibilidade (H) ou baixa compressibilidade (L). As características de alta ou baixa compressibilidade dos solos finos serão determinadas a partir dos coeficientes de uniformidade (C_u) e de curvatura (C_c), do limite de liquidez e índice de plasticidade.

Figura 16. Carta de Plasticidade



Fonte: Das e Sobhan (2019).

Figura 17. Esquema para classificação pelo sistema SUCS (ASTM D2487-17)

% P #200 < 50	G > S : G	% P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3
			GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3
		% P #200 > 12	GC GM 
	5 < #200 < 12	GW-GC, GP-GM, etc.	
	S > G : S	% P #200 < 5	SW CNU > 6 e 1 < CC < 3
			SP CNU < 6 ou 1 > CC > 3
% P #200 > 12		SC SM 	
5 < #200 < 12	SW-SC, SP-SC, etc.		
% P #200 > 50	C	CL	
		CH	
	M	ML	
		MH	
	O	OL	
		OH	

Fonte: Pinto, (2006).

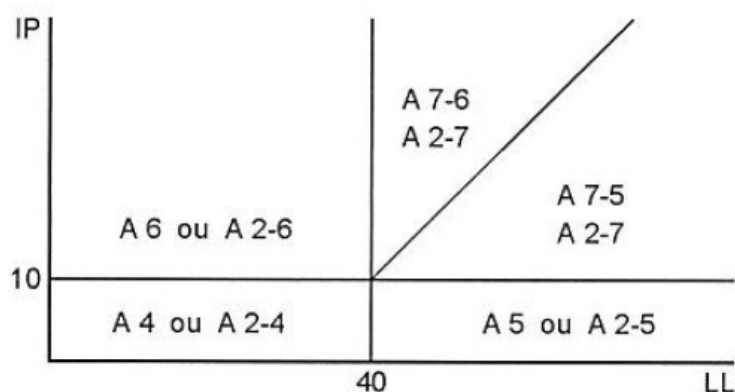
2.3.2 Sistema de Classificação Rodoviário

Segundo Pinto (2006), este sistema de classificação, assim como o unificado, é baseado na análise granulométrica e nos limites de Atterberg. Originou-se nos Estados Unidos, tendo sido sugerido pela Highway Research Board e adotado pela AASHTO

A classificação se inicia a partir da observação da porcentagem de material passante na peneira de nº 200. Porém, para caracterizar a granulação grosseira, a amostra de solo precisa ter ao menos 35% passante nesta peneira e não 50% como na Classificação Unificada. Sendo esses solos classificados como A-1, A-2 e A-3. Os solos cuja porcentagem passante é maior que 35% pela peneira de nº 200, são considerados finos e classificados como A-4, A-5, A-6 e A-7. (PINTO, 2006).

Caputo (2017) ressalta que existe ainda uma subclassificação para os solos grosseiros neste sistema, podendo os grosseiros serem classificados em subgrupos como A-1a, A1-b, A2-4, A-2-5, A-2-6 e A2-7. E os finos serem classificados em subgrupos como A-7-5 e A-7-6.

Figura 18. Classificação dos solos finos do Sistema Rodoviário



Fonte: Pinto (2006).

Figura 19. Esquema para classificação pelo Sistema Rodoviário

		% P #10 2,0 mm	% P #40 0,42 mm	% P #200 0,075 mm	IP
		A-1a	< 50	< 30	< 15
A-1b	< 50	< 25		< 6	
A-3	> 50	< 10		NP	
% P #200 < 35	A-2				
	A-2-4				
	A-2-5				
	A-2-6				
	A-2-7				
% P #200 > 35	A-4				
	A-5				
	A-6				
	A-7-5				
	A-7-6				

Fonte: Pinto (2006).

Neste sistema de Classificação foi introduzido também um índice de grupo (IG), que define a capacidade de suporte do subleito, e é um número inteiro e varia entre 0 e 20. Quanto menor o índice de grupo, melhores os solos

são para aplicação em subleito. Os solos granulares apresentam IG entre 0 e 4, os siltosos entre 1 e 12 e os argilosos entre 1 e 20. (CAPUTO, 2017)

Segundo Pinto (2006), a determinação do IG depende dos limites de Atterberg e da porcentagem de solo passante na peneira de nº 200 e pode ser calculado através da equação 05.

$$IG = (F_{200} - 35)[0,2 + 0,005 (LL - 40)] + 0,01 (F_{200} - 15)(IP - 10)$$

(Eq. 05)

Onde:

F_{200} = porcentagem passante pela peneira de nº 200;

LL = limite de liquidez

IP = índice de plasticidade

Pinto (2006) ainda orienta que se a equação fornecer um valor negativo, deve ser atribuído IG = 0 para tal solo e caso apresente um valor decimal, deve-se arredondar para o valor inteiro mais próximo.

2.3.3 Classificação MCT

No Brasil, a mecânica dos solos começou a ser utilizada para solução de problemas rodoviários no fim da década de 30. Desde então notou-se que havia uma considerável diferença entre as previsões de comportamento dos solos através de metodologias clássicas como a desenvolvida pela ASSHTO e o real comportamento dos solos brasileiros nessas obras (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

Nogami e Villibor (1995) ainda afirmam que essas diferenças se devem, em grande parte, à peculiaridade dos solos de ambiente tropical e, portanto, para que o real comportamento desses solos possa ser considerado, há a necessidade de caracterizá-los apropriadamente.

Nogami e Villibor (1995) dividiram os solos tropicais em solos superficiais, solos lateríticos e solos saprolíticos. Neste trabalho será tratado de solos lateríticos, sendo eles uma variação dos solos superficiais pedogenéticos típicos de regiões tropicais úmidas bem drenadas (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

Esses solos constituem camadas que acompanham aproximadamente a superfície do terreno e podem ser caracterizados pedologicamente como latossolos ou solos podlizados ou podzólicos. (NOGAMI E VILLIBOR, 1995)

Eles apresentam pequena variação de horizonte com predominância cores vermelhas, amarelas ou marrons. Sua porosidade aparente e permeabilidade são elevadas e suas agregações bem desenvolvidas. Além disso, suas condições de drenagem são frequentemente prejudicadas pelo horizonte argiloso com granulometria variando entre arenosa e argilosa (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

Nogami e Villibor (1995) afirmam que os solos podem ter mesma classificação geotécnica, mesma granulometria e ainda apresentar comportamentos diferentes devido à sua fábrica, que é a disposição espacial das suas partículas, dos seus vazios e de suas descontinuidades.

A homogeneidade da fração da fábrica de um solo lateríticos que pode ser vista a olho nu é uma das grandes explicações para as particularidades do comportamento desses solos. Isso faz com que os solos lateríticos apresentem resistência à compressão e ao cisalhamento maiores do que as esperadas pelas metodologias tradicionais de classificação dos solos, bem como facilidade de uniformização do teor de umidade, o que facilita no processo de compactação destes solos (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

Além disso, quando os índices físicos, como limite de liquidez e índice de plasticidade de solos lateríticos, são observados, nota-se que esses índices não são bem aplicáveis a esses solos, pois podem apresentar elevados limites que liquidez sem que ocorra a expansibilidade esperada pelas metodologias clássicas, fazendo com que esses índices não possam ser utilizados para previsão das características expansivas dos solos lateríticos (NOGAMI E VILLIBOR, 1995)

Sendo assim, a classificação do Sistema Unificado de Classificação dos Solos e da metodologia rodoviária (ASSHTO-HRB) já apresentam validade prejudicada quando aplicadas a solos lateríticos (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

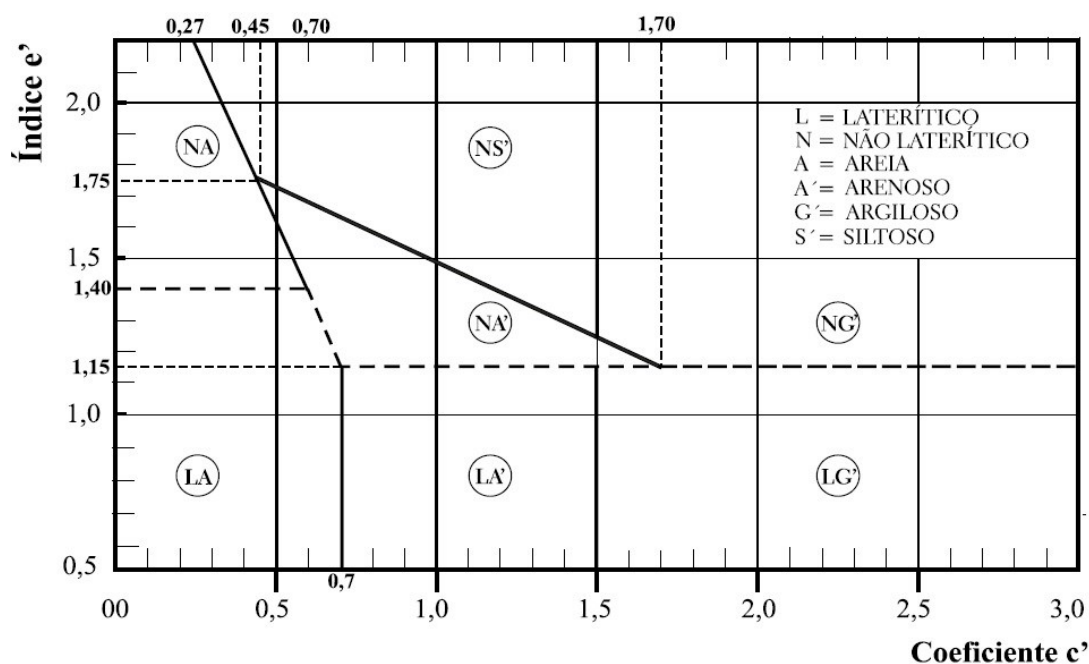
Motivados por essas diferenças comportamentais, Nogami e villibor desenvolveram uma metodologia denominada MCT (miniatura, compactado, Tropical), entre os anos de 1980 e 1985, para classificar adequadamente os

solos que apresentam comportamento lateríticos, para que se possa prever de maneira mais satisfatória seu comportamento.

A partir da melhoria do processo de classificação, denominado de Classificação Geotécnica MCT, apresentado por Nogami e Villibor em 1981, tornou-se possível classificar o comportamento laterítico e não laterítico dos solos (VILLIBOR, 2009).

Segundo Villibor (2009) este método de classificação ocorre por meio de ensaios classificatórios, como: Mini-MCV, que fornecem coeficientes c' e d' e perda de massa por imersão que fornece o P_i , sendo eles indispensáveis para determinação do índice de laterização e' . A partir dos valores de e' e c' , utiliza-se o Gráfico da Classificação MCT (Figura 20) para que de fato o solo seja caracterizado.

Figura 20. Gráfico da Classificação MCT



Fonte: Villibor (2009).

Villibor (2009) expõe que numerosas tentativas de se simplificar a metodologia de classificação de solos MCT foram realizadas. Isso resultou em dois procedimentos expeditos de classificação, conhecidos por Procedimento com uso do equipamento Subminiatura e Procedimento pelo método das pastilhas, sendo este último o utilizado no presente trabalho.

O Procedimento pelo método das pastilhas utiliza de pastilhas moldadas com solo no estado plástico passante na peneira com abertura de 0,42mm, obtendo por meio da secagem destas pastilhas os valores de contração diametral (C_d), com o qual é possível calcular-se o coeficiente c' por meio das equações 06 e 07 (NOGAMI, 2009)

$$0,1 \leq C_d \leq 0,05mm \rightarrow c' = \frac{[1 + \log_{10} C_d]}{0,904} \quad (\text{Eq. 06})$$

$$C_d \geq 0,06mm \rightarrow c' = \frac{[0,7 + \log_{10} C_d]}{0,5} \quad (\text{Eq. 07})$$

Nogami (2009) explica que as pastilhas ainda passam por um processo de embebição em água por capilaridade, para que se possa medir a penetração e obter valores de consistência. A partir do coeficiente c' e do valor da penetração, finalmente se obtém a classificação do solo por meio da Tabela 3.

Tabela 3. Grupos da Classificação MCT

Coeficiente c'	Penetração (p) [mm]	Grupo MCT
$\leq 0,5$	$\leq 3,0$	LA
	3,1 a 3,9	NA
	$\geq 4,0$	NA/NS'
0,6 a 0,9	$\leq 2,0$	LA - LA'
	2,1 a 3,9	NA'/NS'
	4,0	NS'/NA'
1,0 a 1,3	$\leq 2,0$	LA'
	2,1 a 3,9	NA'/NS'
	$\geq 4,0$	NS'/NA'
1,4 a 1,7	$\leq 2,0$	LA'-LG'
	2,1 a 3,9	NA'/NG'-NS'
	$\geq 4,0$	NS'/NA'
$\geq 1,8$	$\leq 2,0$	LG'
	2,1 a 3,9	NG'
	$\geq 4,0$	NG'

Fonte: Adaptado Nogami e Villibor (1994) apud de Villibor (2009).

O significado para cada sigla e grupo pode ser encontrado na Figura 19. No quadro da Figura 21 encontram-se dados diversos sobre os grupos MCT.

Figura 21. Características esperadas e dados diversos dos grupos de solos da Classificação MCT

DESIGNAÇÃO			GRANULOMETRIAS TÍPICAS Designações do T1-71 do DER-SP							
k=caolínico s=sericítico		m=micáceo q=quartzoso		areias siltes (q,s)	areias siltosas	siltes (k,m) siltes arenosos	argilas argila arenosa argila siltosa siltes argilosos	areias	areias argilosas	argilas argila arenosa argila siltosa siltes argilosos
COMPORTAMENTO			N = Não Laterítico			L = Laterítico				
GRUPO MCT			NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'	
Propriedades	MINI-CBR [%]	sem imersão perda por imersão	M, E B, M	E B	M, E E	E E	E B	E, EE B	E B	
	EXPANSÃO (Es)		B	B	E	M, E	B	B	B	
	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		Vide Tabela 3.5 para equivalente numérico			
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°	
n = não recomendado										
Grupos tradicionais obtidos de amostras que se classificam nos grupos MCT discriminados nos topos das colunas		USCS	SP SM	MS SC ML	SM, CL ML, MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH	
		AASHTO	A-2	A-2 A-4 A-7	A-4 A-5 A-7-5	A-6 A-7-5 A-7-5	A-2	A-2 A-4	A-6 A-7-5	

Fonte: Villibor (2009).

2.4 COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS LATERÍTICOS

Os solos lateríticos são formados por um processo físico-químico avançado de laterização (MITCHEL E SITAR (1985) apud BERNUCCI, 1995). Devido à laterização, a fração de argila dos solos lateríticos é constituída majoritariamente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de óxidos e hidróxidos hidratadas de ferro e/ou alumínio.

Os hidróxidos e óxidos hidratados recobrem os argilo-meneirais reduzindo sua capacidade de adsorção de água e atuando como agente cimentante natural entre as partículas. Por isso, a combinação desses elementos forma agregações estáveis em água. Na fração de areia e silte, são encontrados principalmente quartzo, agregações lateríticas e, em menor quantidade, minerais pesados. Estes solos não apresentam uma granulometria típica apesar de haver tendência de grande parte dos seus grãos passarem na peneira 200. (BERNUCCI, 1995).

Segundo Bernucci (1995) é muito importante identificar os solos por diversos motivos, como uma seleção preliminar de materiais, agrupamentos deles, delimitações prévias de jazidas de empréstimo, identificação de possíveis problemas, dentre outros. Existem algumas metodologias para identificação dos solos lateríticos, como a metodologia de Casagrande apresentada em 1947, pesquisa de caracterização da fração fina apresentada por Fabbri em 1994 e o método expedito de identificação dos solos proposto por Nogani e Cozzolo em 1985. Nogami e Villibor (1994) apresentaram um aprimoramento do método desenvolvido por Nogami e Cozzolo em 1985, por meio do qual os solos tropicais podem ser identificados em 7 classes da classificação MCT (Nogami e Villibor 1981), apresentada no capítulo anterior.

Mais precisamente, as classes são divididas entre os solos que apresentam comportamento laterítico, identificados pela letra L, ou comportamento não laterítico identificados pela letra N. Sendo assim, os solos podem ser: LA – arenoso laterítico; LA' – areno-argiloso laterítico; LG' – argiloso laterítico; NA – arenoso não laterítico; NA' – areno-argiloso não laterítico; NS' – siltoso não laterítico e NG' – argiloso não laterítico (BERNUCCI, 1995).

Obviamente as areias argilosas e argilas lateríticas apresentam comportamento bastante distinto desses mesmos solos não lateríticos, quanto à resistência à seco e expansão em água, pois quando torrões moldados deste solo são secos ao ar livre ou em estufa, os óxidos e hidróxidos hidratados presente no solo, se desidratam formando forte cimentação natural entre os grãos. Parte dessa desidratação é irreversível, atribuindo aos solos lateríticos um fator de baixa ou baixíssima capacidade de reabsorção de água e, conseqüentemente, baixa ou baixíssima expansão, baixa perda de resistência e manutenção da coesão (BERNUCCI, 1995).

Bernucci (1995) ainda destaca que o comportamento de baixa contração e expansão, juntamente com o de baixa perda de resistência dos solos lateríticos, correlaciona-se ao bom desempenho desses solos como materiais de construção viária.

Após identificação, os solos lateríticos devem passar por uma série de ensaios laboratoriais, como de compactação, índice de suporte Califórnia, expansão e contração, dentre outros, a partir dos quais serão especificados seus usos, eventuais restrições e definição técnica construtiva adequada.

2.4.1 Compactação de solos lateríticos

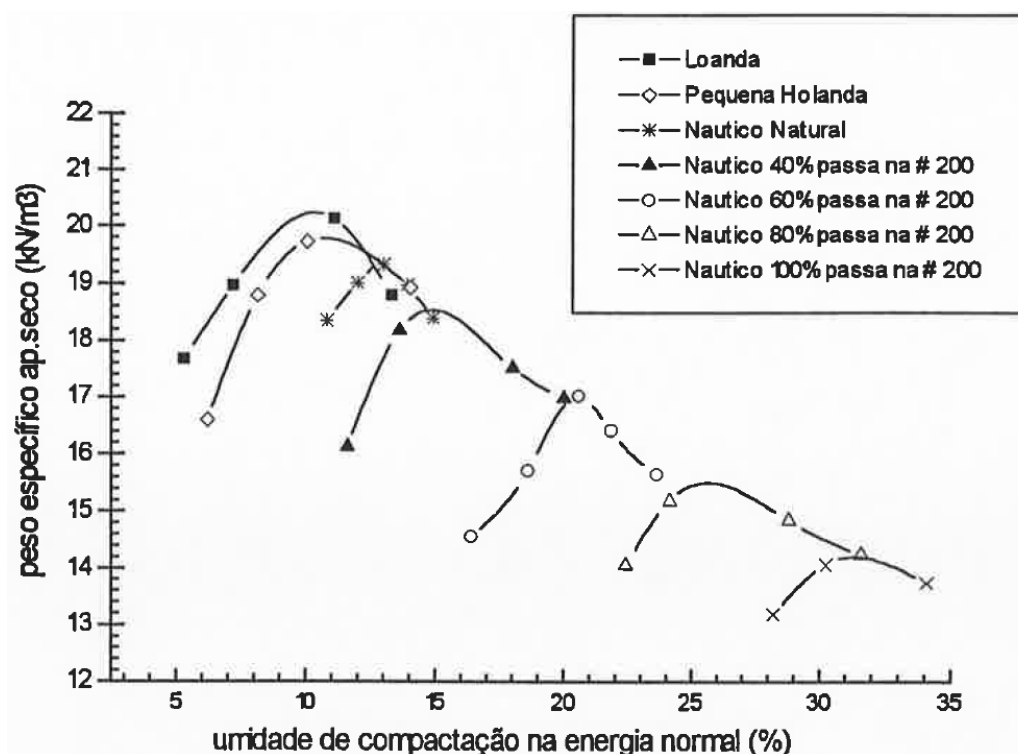
Neste item serão abordados a respeito dos solos LA (arenoso laterítico), LA' (areno-argiloso laterítico) e LG' (argiloso laterítico) do estado de São Paulo estudados por Bernucci (1995).

Segundo Bernucci (1995), o comportamento de solos lateríticos quanto à compactação interferem diretamente nas especificações de projeto para a construção de obras de pavimentação por possibilitar a extração de hipóteses de desempenho desses solos em estruturas de pavimentos.

As curvas de compactação apresentadas pelos solos lateríticos, geralmente apresentam picos bem definidos de peso específico aparente seco máximo e grande inclinação no ramo seco, mesmo para solos argilosos. Isso influencia bastante na compactação em campo, uma vez que uma pequena variação na umidade pode acarretar significativas mudanças de peso específico e, conseqüentemente, de comportamento das camadas compactadas. Na umidade ótima foi observado que estes solos apresentam alto grau de saturação, atingindo, de maneira geral, valores entre 80% e 90% (BERNUCCI, 1995).

A Figura 22 mostra 7 curvas de compactação de 7 solos lateríticos diferentes onde as características acima descritas podem ser observadas. Os ensaios de compactação das curvas da figura 25 foram realizados em corpos de prova reduzidos, com dimensões de 50mm de diâmetro e aproximadamente 50mm de altura sob energia normal.

Figura 22. Curvas de compactação de solos lateríticos



Fonte: Bernucci (1995).

Dados de pesquisas realizadas sob coordenação do Professor Nogami no laboratório Tecnológico de Pavimentação da EPUSP e do relatório do convenio DER/SP FIPAI – Escola de Engenharia de São Carlos da USP, Villibor (1981), Vermatti (1988) e Bernucci (1987), com um universo de pesquisa de 65 amostras de solos lateríticos, sendo 9 arenosos (LA), 22 areno-argilosos (LA') e 34 argilosos (LG'), com ensaio de mini-Proctor sob energia normal, foi possível construir uma tabela com valores típicos verificados para peso específico aparente seco máximo e unidade ótima, como demonstram as tabelas 4 e 5.

Tabela 4. Valores médios para peso específico aparente seco máximo e suas variações para o universo estudado sob energia normal

Solos lateríticos	Média de peso específico aparente seco máximo (gf/cm ³)	Desvio padrão (gf/cm ³)	Valor mínimo (gf/cm ³)	Valor máximo (gf/cm ³)
LA (arenoso)	1,962	0,051	1,850	2,030
LA' (areno-argiloso)	1,937	0,085	1,730	2,050
LG' (argiloso)	1,629	0,107	1,450	1,800

Fonte: Adaptado de Bernucci (1995).

Tabela 5. Valores médios de umidade ótima e suas variações para o universo estudado sob energia normal

Solos lateríticos	Média das umidades ótimas (%)	Desvio padrão (%)	Valor mínimo (%)	Valor máximo (%)
LA (arenoso)	10,41	0,71	9,60	12,00
LA' (areno-argiloso)	13,36	3,13	10,00	22,80
LG' (argiloso)	23,97	4,27	15,00	32,00

Fonte: Adaptado de Bernucci (1995).

Da mesma fonte, para um universo de 52 amostras de solos lateríticos, sendo eles 6 arenosos (LA), 18 argilo-arenosos (LA') e 28 argilosos (LG'), com ensaio de mini-Proctor sob energia intermediária, obteve-se os resultados típicos verificados para peso específico aparente seco máximo e umidade ótima apresentados nas tabelas 6 e 7.

Tabela 6. Valores médios de peso específico aparente seco máximo e suas variações sob energia intermediária para o universo estudado

Solos lateríticos	Média de peso específico aparente seco máximo (gf/cm ³)	Desvio padrão (gf/cm ³)	Valor mínimo (gf/cm ³)	Valor máximo (gf/cm ³)
LA (arenoso)	2,030	0,044	1,980	2,080
LA' (areno-argiloso)	2,014	0,070	1,810	2,100
LG' (argiloso)	1,701	0,105	1,500	1,900

Fonte: Adaptado de Bernucci (1995).

Tabela 7. Valores médios de umidade ótima e suas variações sob energia intermediária para o universo estudado

Solos lateríticos	Média das umidades ótimas (%)	Desvio padrão (%)	Valor mínimo (%)	Valor máximo (%)
LA (arenoso)	9,73	1,14	8,50	11,40
LA' (areno-argiloso)	12,09	3,27	8,60	22,40
LG' (argiloso)	21,65	3,84	15,00	28,60

Fonte: Adaptado de Bernucci (1995).

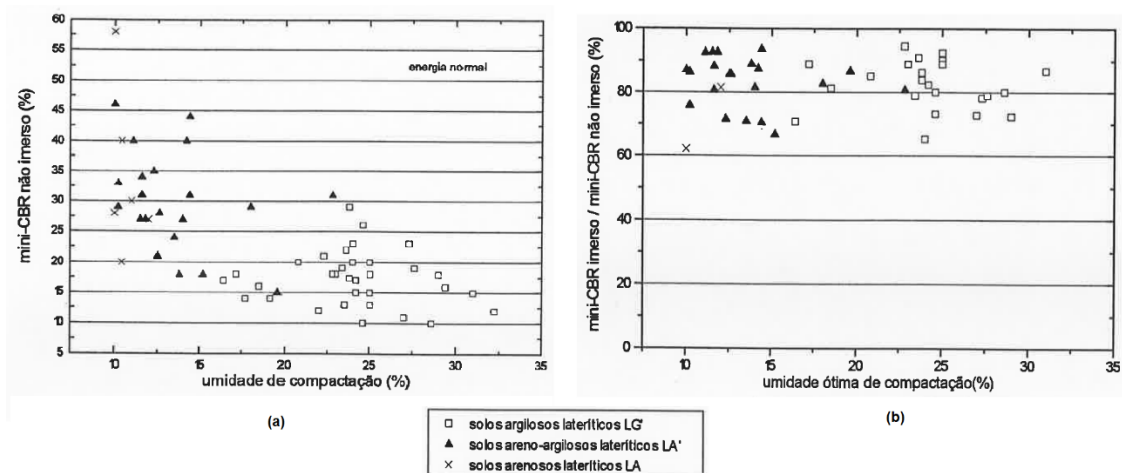
2.4.2 Índice de suporte Califórnia em solos lateríticos compactados

De acordo com Bernucci (1995) o ensaio de mini-CBR é conduzido da mesma maneira que o ensaio tradicional, porém em corpos de prova reduzidos com mesmas dimensões apresentadas para o mini-Proctor. Assim os resultados são similares aos obtidos no ensaio tradicional, porém mais rapidamente.

Bernucci utilizou para os ensaios de mini-CBR os mesmos dados que para os ensaios de compactação. Bernucci ainda realizou ensaios de mini-CBR em 60 amostras de solos lateríticos compactados à umidade ótima, peso específico aparente seco máximo sob energia normal e intermediária.

As areias e areias argilosas (LA e LA') apresentaram CBR maior que as argilas, o que já era esperado. Os ensaios foram realizados logo após compactação, sem imersão em água e com imersão em água por 24h. Nos ensaios sem imersão foram alcançados índices de mini-CBR não inferiores a 10% para as argilas e entre 15% e 60% para as areias argilosas sob energia normal, como mostra a Figura 23 (a), já na Figura 23 (b) pode-se observar a relação entre o índice de mini-CBR dos corpos de prova imersos em água por 24h e não imersos.

Figura 23. Ensaio de mini-CBR sob energia normal sem imersão e relação após 24h de imersão

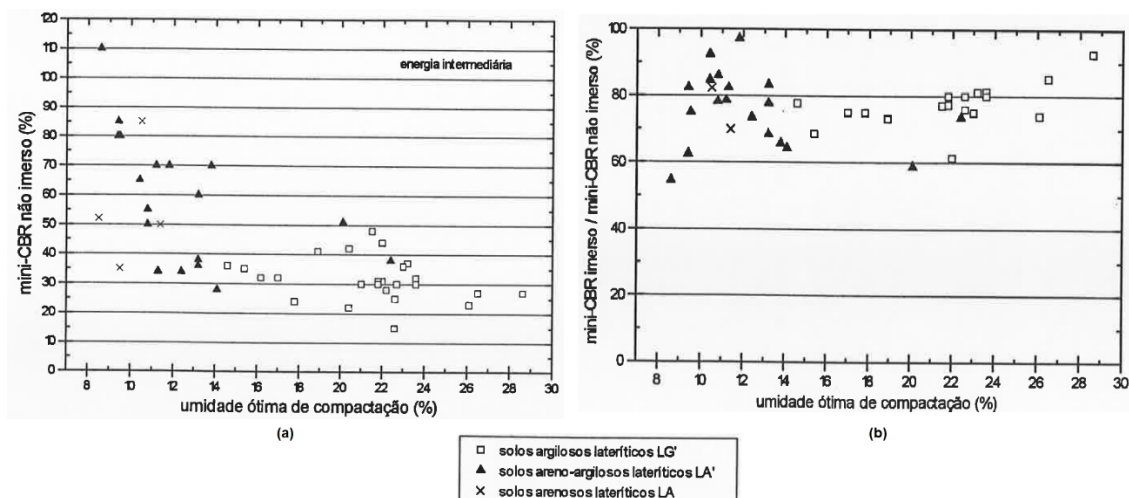


Fonte: Adaptado de Bernucci (1995).

Bernucci (1995) ressalta que, pela Figura 22 (b), pode-se notar que a relação entre o mini-CBR dos corpos de prova imersos e não imersos é superior a 60%, o que indica baixa perda de suporte por imersão mesmo para os solos lateríticos argilosos e plásticos.

Quando os corpos de prova de mini-CBR são compactados sob energia intermediária, tem-se um comportamento semelhante, como se pode observar pelas Figuras 24 (a) e 24 (b) (BERNUCCI, 1995).

Figura 24. Ensaio de mini-CBR sob energia intermediária sem imersão e relação após 24h de imersão



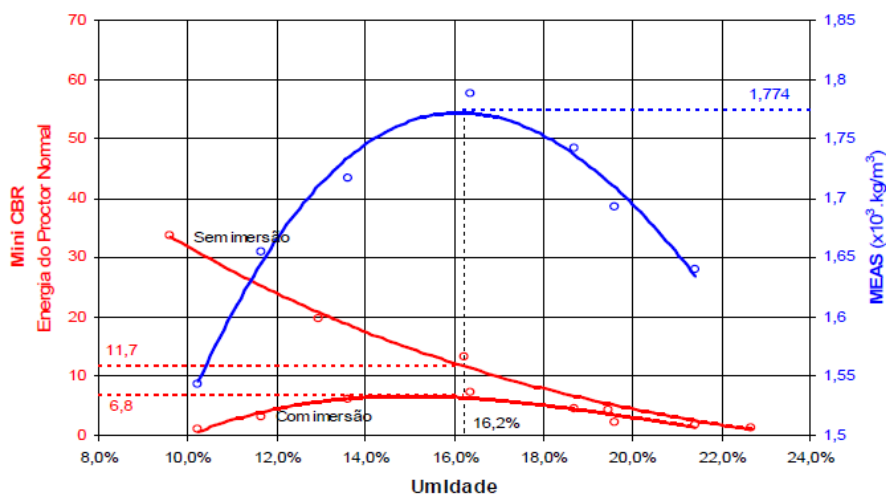
Fonte: Adaptado de Bernucci (1995).

Nota-se que os índices de mini-CBR dos corpos de prova compactados sob energia intermediária não imersos apresentam valores superiores a 15% podendo chegar a 100% e a relação entre os valores dos corpos de prova não imersos e dos imersos apresentou-se superior a 50%, caracterizando também, baixa perda de capacidade de suporte após imersão.

Bernucci (1995) ainda cita a pesquisa de Costa (1983) realizada no Nordeste brasileiro com 8 solos lateríticos que mostrou resultados semelhantes ao seus realizados nos solos lateríticos paulistas.

Werneck (2006) ainda estudou alguns solos lateríticos do estado do Mato Grosso, cidade de Rondonópolis. Seus resultados obtidos para índice de mini-CBR imerso e não imerso, bem como peso específico aparente seco máximo e umidade ótima (curva azul) sob energia normal para um solo LA' estão representados na Figura 25.

Figura 25. Resultados de mini-CBR sob energia normal em corpos de prova imersos e não imersos de solo LA' mato-grossense

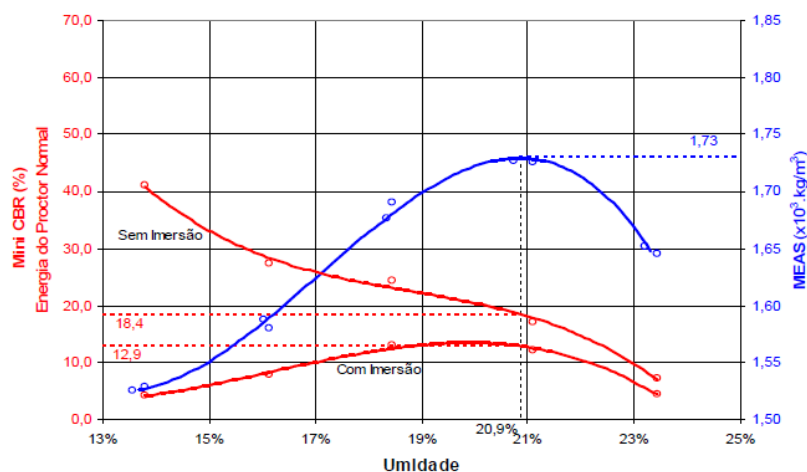


Fonte: Werneck (2006).

Nota-se que os resultados obtidos de índice mini-CBR tanto para corpos de prova imersos quanto não imersos foram baixos, porém a relação entre eles é de aproximadamente 58%, caracterizando baixa perda de suporte assim como nos resultados obtidos por Bernucci (1995) para os solos lateríticos paulistas.

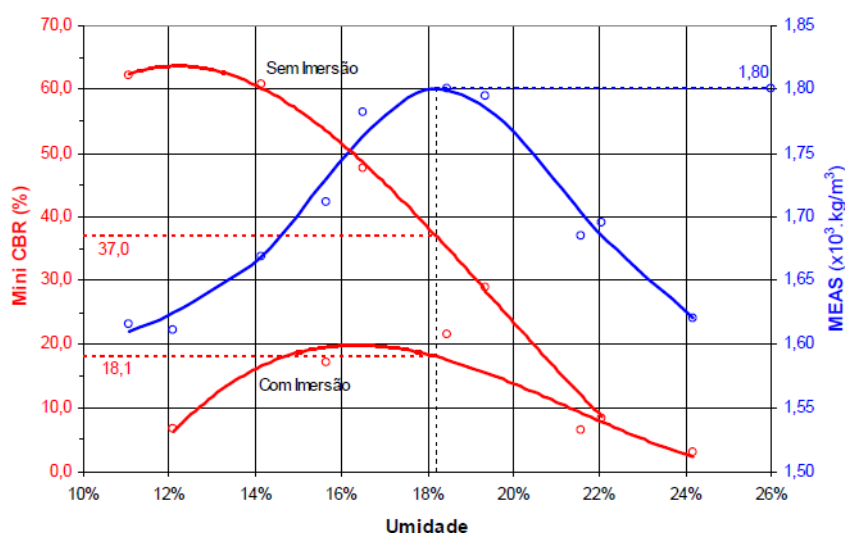
Werneck ainda realizou os ensaios de mini-CBR imerso e não imerso em corpos de prova de solos LG' sob energia normal e intermediária, como ilustram as Figuras 26 e 27 respectivamente.

Figura 26. Resultados de mini-CBR sob energia normal em corpos de prova imersos e não imersos de solo LG' mato-grossense



Fonte: Werneck (2006)

Figura 27. Resultados de mini-CBR sob energia intermediária em corpos de prova imersos e não imersos de solo LG' mato-grossense



Fonte: Werneck (2006).

Observando os resultados obtidos por Werneck no solo LG' sob energia normal, pode-se notar ainda índices mini-CBR baixos, porém pequena perda de capacidade de suporte com a relação entre corpos de prova imersos e não

imersos equivalente a 70%. Já quando se observa os índices mini-CBR para energia intermediária, nota-se um aumento na capacidade de suporte deste solo para condição não imersa, apresentando uma relação entre condição imersa e não imersa de aproximadamente 48%, caracterizando perda média de capacidade de suporte por imersão segundo Werneck (2006).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

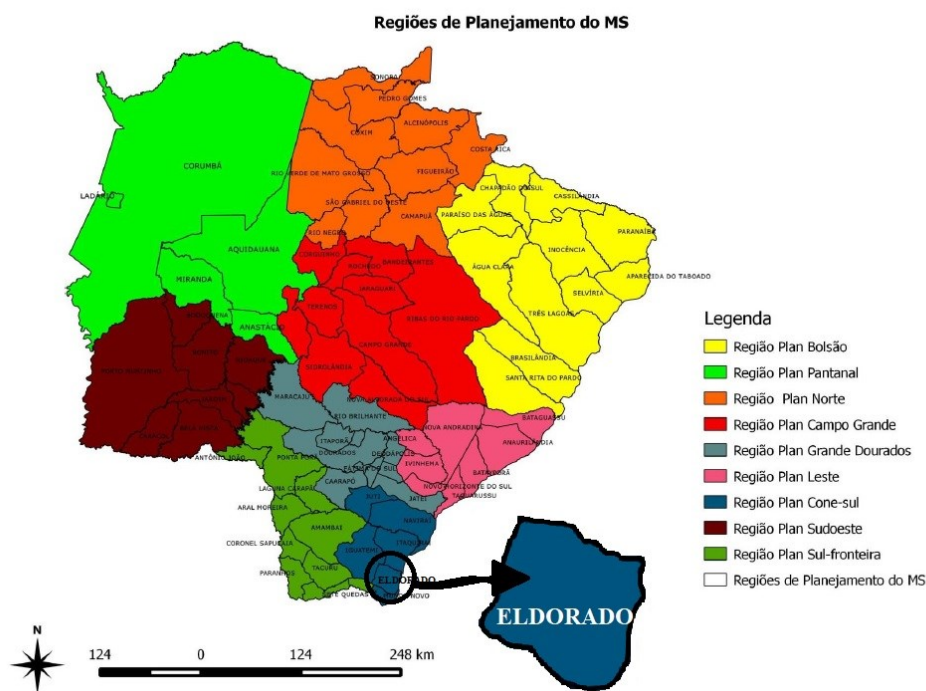
Os materiais que constituem este estudo são amostras de solos coletadas para serem submetidas a ensaios laboratoriais que visam caracterizar os solos da área de estudos quanto a aspectos de comportamento minimamente necessários para que sua aplicação em obras de pavimentação possa ser considerada.

É válido ressaltar que, em obras de pavimentação, acontecem os processos de escavação e transporte do solo que, depositados nos locais de destino, passam por compactação. Sendo assim as amostras foram compactadas sob energia intermediária para realização dos ensaios de caracterização mecânica.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

A cidade de Eldorado fica localizada no estado do Mato Grosso do Sul (MS), região centro-oeste do Brasil. A secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Econômico (SEMADE), subdividiu o estado do Mato Grosso do Sul em 9 regiões de planejamento (Figura 28) sendo que Eldorado está localizado, mais precisamente, na região cone-sul do estado, que faz parte do Núcleo de Fronteira do Estado do Mato Grosso do Sul (NFMS).

Figura 28. Mapa das regiões de Planejamento do Mato Grosso do Sul

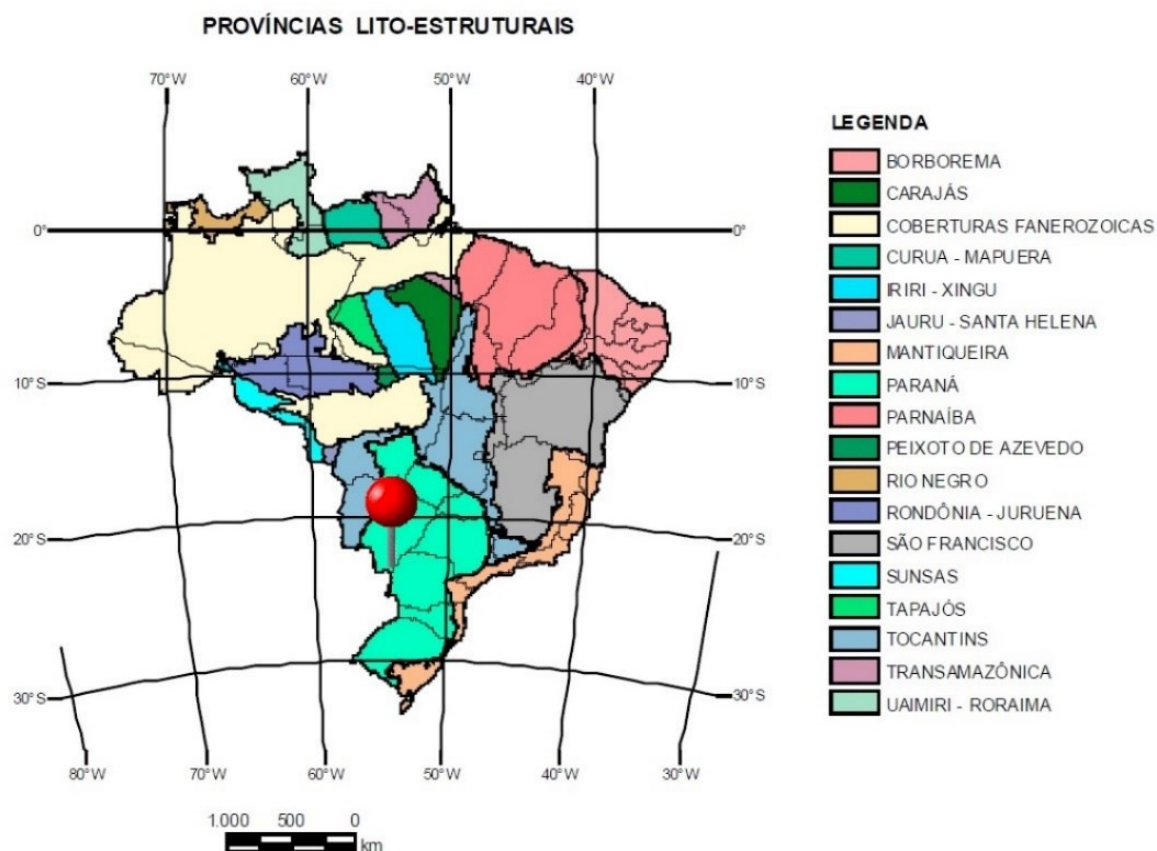


Fonte: Adaptado de Mato Grosso do Sul (2016).

3.1.1 Geologia e Pedologia

Do ponto de vista geológico, o Brasil é dividido em 15 províncias estruturais, sendo que o Mato Grosso do Sul faz parte as províncias Paraná e Tocantins, como mostra o mapa da Figura 29. A formação destas províncias data de diferentes eras e períodos, sendo que a região do município de Eldorado (destacado por um alfinete vermelho) está na província do Paraná, cuja geologia conta com rochas do período cretáceo da era mesozoica, com formações o Grupo Caiuá, onde se observam arenitos quartzosos a subarcoseano, fino a médio com lentes de arenito silteoso-argiloso, correspondente à unidade geológica K2c, ou formação Caiuá (CPMR, 2004).

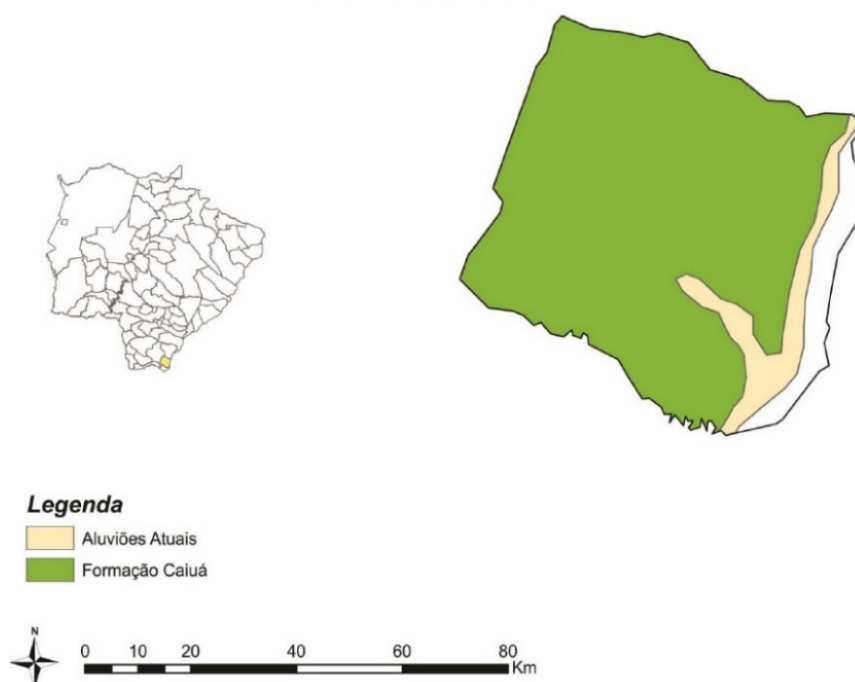
Figura 29. Províncias geológicas estruturais do Brasil



Fonte: Adaptado de CPMR (2004).

Segundo Mato Grosso do Sul (2016), a formação Caiuá apresenta uniformidade litológica com espessura não superior a 150 m. Além das formações do período cretáceo, o município de Eldorado também apresenta depósitos do Período Quaternário Holoceno, dados por aluviões atuais, como mostra a Figura 30.

Figura 30. Mapa geológico de Eldorado - MS



Fonte: Mato Grosso do Sul (2016).

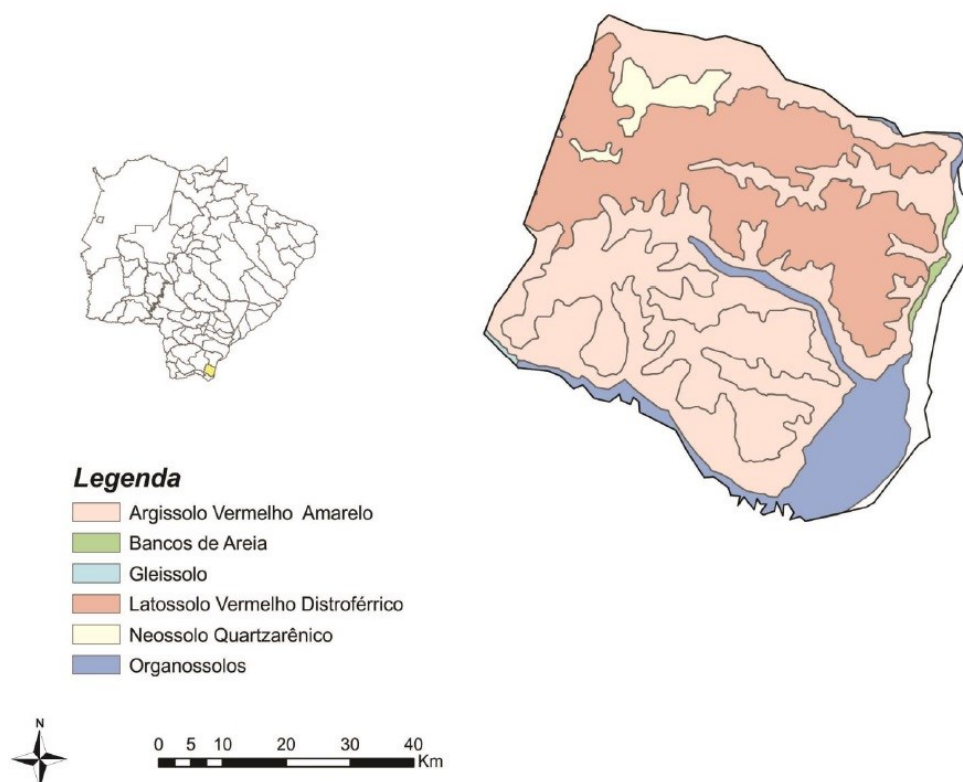
Segundo Brasil (2004) as unidades geológicas K2c e Q2a, presentes no MS, podem ser explicadas por: K2c corresponde ao Grupo Caiuá: arenito quartzoso a subarcoseano, fino a médio com lentes de arenito silto-argiloso, brecha sedimentar, arenito conglomerático e conglomerado. Ambiente continental desértico: dunas eólicas, interdunas e lago efêmeros. Já a Q2a corresponde a areia, areia quartzosa cascalheira, silte, argila e localmente turfa, em ambiente continental fluvial. A unidade Q2a, correspondente às aluviões atuais, já se encontra fora da área de estudos, uma vez que faz parte do Parque Nacional de Ilha Grande, local onde se encontra matéria orgânica e depósitos de sedimentos em calhas de corpos hídricos.

Quanto à pedologia do município, segundo o MS (2016), os Nitossolos são predominantes em Eldorado com textura tanto arenosa-média quanto médio-argilosa. O mapa da Figura 31 mostra que o município conta ainda com uma mancha de Latossolo Vermelho Distoférico a norte, bancos de areia a oeste, Organossolo a sudeste, onde a cidade ainda margeia o rio Paraná e uma pequena mancha de Gleissolo a sudeste.

As unidades pedológicas que representam os gleissolos são: GMbd, GXbd11, que segundo a Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

(EMBRAPA) correspondem a Gleissolos, ou seja, solos minerais formados em condições de saturação com água, e portanto, não serão amostrados pois não compõem aterros, assim como o Organosso (OXs), também presente no mapa, que favorecem o acúmulo de material orgânico, com grande presença de vegetais em diferentes estágios de decomposição, formados normalmente em condição de saturação e no Brasil, bastante utilizados em agricultura familiar (EBELING et al., 2013).

Figura 31. Mapa pedológico de Eldorado – MS



Fonte: Mato Grosso do Sul (2016).

3.1.2 Características físicas

O clima de Eldorado pode ser considerado úmido, uma vez que apresenta variação anual de 4% a 60% de umidade relativa do ar. Os volumes de chuvas durante o ano variam de 1.500mm a 1.700mm, podendo apresentar por um período de cinco a seis meses um excedente hídrico de 800mm a 1.200mm, bem como deficiência hídrica de 350mm a 500mm durante quatro meses (MATO GROSSO DO SUL, 2016). De acordo com dados do IBGE (2012)

o clima de Eldorado é classificado como Tropical Brasil Central, indicado pelo alfinete vermelho no mapa da Figura 32.

Figura 32. Mapa climas do Brasil.

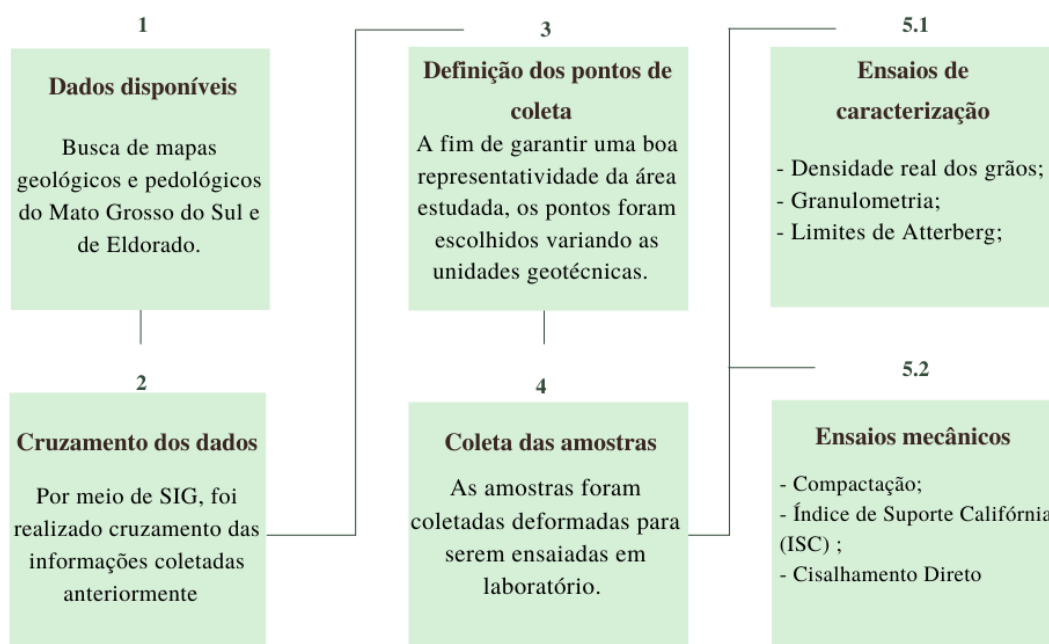


Fonte: Adaptado de IBGE (2012).

3.2 METODOLOGIA

Este trabalho foi desenvolvido conforme as etapas descritas no fluxograma da Figura 33.

Figura 33. Fluxograma de etapas do desenvolvimento do estudo



3.2.1 Levantamento de dados pré-existentis – etapa 1

A primeira etapa do estudo constituiu-se em um levantamento de mapas e bases cartográficas que auxiliassem no conhecimento das formações geológicas do estado, sua pedologia e uso e ocupação do solo. Dados do Governo Estadual possibilitaram uma melhor compreensão da economia do estado e de suas regiões, permitindo delimitar a importância desta pesquisa.

Na sequência foi realizado um estudo mais localizado, uma vez que os solos a serem caracterizados pertenciam a cidade de Eldorado. Sendo assim o município foi analisado por regiões, baseando-se em população, aspectos sociais e econômicos e necessidades de implantação de infraestrutura rodoviária pavimentada.

3.2.2 Cruzamento dos dados para geração de mapa geotécnico e escolha dos pontos de coleta – etapas 2 e 3

Foi realizado um cruzamento dos mapas geológicos e pedológicos do município, de acordo com a metodologia de Davison Dias (1987). Segundo Dias (1987) esta metodologia de mapeamento estima a unidade geotécnica a partir da superposição de mapas pedológicos e geológicos do local a ser mapeado. Estimadas as unidades geotécnicas, são retiradas amostras para ensaios

laboratoriais e análises do solo. Os mapas utilizados neste trabalho são provenientes das bases cartográficas do Google, da United States Gazetteer Mapping Service (USGMS), em português Serviço de Mapeamento do Gazetteer dos Estados Unidos, Companhia de Pesquisa e Recursos Minerais (CPRM) e do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) em escala 1:250.000, por meio do programa ArcGis.

Os pontos de coleta foram escolhidos de acordo com os resultados obtidos no mapeamento geotécnico realizado, buscando amostrar as unidades geotécnicas de interesse às obras de pavimentação, bem como representar todas as regiões do município. Elas foram nomeadas de acordo com a fazenda, distrito ou curso d'água próximo ao local de amostragem.

3.2.2.1. Morumbi

A amostra Morumbi foi coletada no distrito Morumbi que margeia o Rio Paraná a leste do município. De acordo com a Agência Estadual de Gestão e Empreendimentos (AGESUL), o distrito Morumbi conta com 600 habitantes que tem como sua principal fonte de renda a produção de tijolos provenientes das 12 olarias presentes no distrito.

A estrada que liga o município de Eldorado ao distrito, possui 19,7km de extensão e faz parte da rodovia estadual MS-295, que vem passando pelo processo de implantação de pavimentação asfáltica atualmente (AGESUL, 2021). Ao longo dos seus 19,7km de extensão, encontram-se na rodovia fazendas com vasta produção agrícola e pecuária que demandam transportes pesados. Ademais, o distrito conta com uma pequena procura turística devido às praias de areia formadas no rio Paraná, e com algumas famílias que vivem da pesca.

No âmbito geotécnico, o Morumbi encontra-se na unidade geotécnica de latossolos vermelho-amarelos distróficos com substrato arenito quartzoso.

3.2.2.2. Junqueira

A amostra Junqueira foi coletada na Fazenda Junqueira que fica a nordeste do município e é uma das grandes produtoras de gado do estado do

Mato Grosso do Sul, sendo que seu acesso se dá pela rodovia BR-163 e segundo os moradores locais, a fazenda conta com aproximadamente 5 mil hectares.

Esta amostra também pode apresentar latossolo vermelho-amarelo distrófico com substrato arenito quartzoso. Ainda que a unidade geotécnica possa ser a mesma da amostra Morumbi, este ponto de coleta foi escolhido devido à grande importância da fazenda para Eldorado e para amostrar a região nordeste do município.

3.2.2.3. Caseiro

A coleta desta amostra foi realizada na Fazenda Caseiro, a noroeste do município, região onde Eldorado limita-se com as cidades de Iguatemi a Itaquirá, sendo também vizinha da aldeia indígena da tribo Cerrito. Produtora de lavoura e gado, segundo a família Caseiro, a fazenda contava com aproximadamente 7.200 hectares sendo uma das mais importantes colônias de trabalho no início dos anos 1960.

É possível chegar à fazenda Caseiro por meio da rodovia estadual MS-295 a oeste, bem como pela rodovia BR-163 a leste, onde hoje parte de suas terras encontram-se arrendadas para as lavouras de cana-de-açúcar da Usina Rio Paraná.

Esta fazenda foi selecionada como ponto de coleta devido à sua representativa área de produção agrícola, por sua grande importância na história do município e pelas cidades vizinhas com as quais faz divisa. Também faz parte da unidade geotécnica de latossolos vermelho-amarelos distróficos com substrato de arenito quartzoso.

3.2.2.4. Floresta Branca

Segundo Souza (2014), o assentamento Floresta Branca se originou no ano de 1997, por meio da assinatura do então Presidente Fernando Henrique Cardoso a um Decreto que declarava a Fazenda Floresta Branca de interesse social para fins de reforma agrária.

A fazenda que contava com aproximadamente 5 mil hectares de terra, foi desapropriada e em dezembro daquele ano foram assentadas 185 famílias, sendo que cada lote do assentamento possuía pouco mais de 20 hectares, e na época, ao menos 10% desta área deveria ser direcionada à reserva ambiental (SOUZA, 2014).

Este local foi escolhido para amostragem devido ao loteamento que a fazenda sofreu, pois pode ser indicativo de necessidade futura de implantação de pavimentação nesta região. Além de que o assentamento floresta Branca pode apresentar, além de latossolo vermelho-amarelo distrófico com substrato arenito quartzoso, argissolo vermelho-amarelo eutrófico com substrato de arenito quartzoso. Tendo sido amostrada a unidade geotécnica latossolo vermelho-amarelo distrófico com substrato de arenito quartzoso.

3.2.2.5. Iguatemi

Tendo o município de Eldorado sido amostrado a nordeste, noroeste e sudeste, a amostra Iguatemi, coletada próximo ao rio Iguatemi, colabora para a caracterização geotécnica do município a sudeste, onde Eldorado limita-se aos municípios de Mundo Novo e Japorã.

Este ponto também pode apresentar ou latossolo vermelho-amarelo distrófico com substrato arenito quartzoso, argissolo vermelho-amarelo eutrófico com substrato de arenito quartzoso. A amostra coletada neste ponto foi da unidade geotécnica de latossolo vermelho-amarelo distrófico com substrato arenito quartzoso.

3.2.3 Coleta das amostras – etapa 4

As amostras foram coletadas de forma deformada ou trabalhada, de acordo com a ABNT NBR 9604/2016 – Abertura de poço e trincheira de inspeção de solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Como recomendado por norma, uma área circular com aproximadamente 1 metros de diâmetro foi limpa. Com equipamento de trado cavadeira foi escavado aproximadamente 1,5m de profundidade para retirada do material sem interferência da superfície.

A quantidade de solo coletada em cada ponto foi de aproximadamente 50kg.

3.3 CAMPANHA EXPERIMENTAL

Após coleta, as amostras foram preparadas para os ensaios de Densidade Real dos Grãos (DNER – ME 093/94) sendo esta amostra preparada de acordo com norma própria, e para Granulometria (ABNT NBR 7181/2016), Limite de Liquidez (ABNT NBR 6459/2016), Limite de Plasticidade (ABNT NBR 7180/2016), Compactação (ABNT NBR 7182/2016) e para Índice de Suporte Califórnia (ABNT NBR 9895/2016) de acordo com a norma ABNT NBR 6457/16 e cisalhamento direto (ASTM D3080/2011).

O preparo da amostra para o ensaio de cisalhamento direto será descrito adiante.

3.3.1 Ensaios de caracterização – etapa 5.1

Neste trabalho são tratados como ensaios de caracterização aqueles, que permitem conhecer as propriedades físicas do solo, auxiliando na sua classificação, sendo eles: Densidade real dos grãos (DNER – ME 093/94), granulometria (ABNT NBR 7181/2016), Limite de Liquidez (ABNT NBR 6459/2016) e Limite de Plasticidade (ABNT NBR 7180/2016).

Para classificar os solos neste trabalho são utilizados o Sistema Unificado de Classificação (SUCS), o Sistema Rodoviário de Classificação, também conhecido por Sistema de Classificação do HRB (Highway Research Board) e a classificação baseada nos ensaios do método das pastilhas.

3.3.1.1. Peso específico real dos grãos

A densidade dos grãos do solo é a relação entre o peso específico das partículas sólidas (γ_g) e o peso específico da água (γ_a). Este ensaio é normatizado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte (DNIT) através da norma DNER – ME 093/94.

O preparo das amostras foi realizado de em concordância com a norma NBR 6457, deixando-a secar ao ar livre, destorroando-a e homogeneizando-a, com o solo passante pela peneira de 2mm.

3.3.1.2. Granulometria

O ensaio de granulometria é normatizado pela NBR 7181/2016 e suas amostras devem ser preparadas de acordo com a norma NBR 6457/2016.

Por norma o ensaio de granulometria conta com peneiramento grosso, peneiramento fino, nos quais foram utilizados aproximadamente 120g de solo. Para sedimentação, foi utilizado defloculante do tipo hexametáfosfato de sódio e aproximadamente 80g de solo.

3.3.1.3. Limite de Liquidez e de Plasticidade

O ensaio de limite de liquidez é regido pela norma NBR 6459/2016 e o ensaio de limite de plasticidade pela NBR 7180/2016 e suas amostras foram preparadas de acordo com a norma ABNT NBR 6457/16.

Por definição, o limite de liquidez (LL) de um solo é a umidade de quando o sulco aberto pelo cinzel se fecha com 25 golpes, porém como é bastante complicado se ajustar a umidade para que o sulco se feche com os 25 golpes, recomenda-se realizar diversos ensaios do mesmo solo com umidades diferentes (DAS E SOBHAN, 2019).

3.3.2 Ensaios mecânicos – etapa 5.2

Neste trabalho são considerados ensaios mecânicos aqueles que auxiliam quanto ao conhecimento do comportamento mecânico dos solos e o ensaio de compactação (ABNT NBR 7182/2016). São eles: índice de suporte Califórnia (ABNT NBR 9895/2016) e cisalhamento direto (ASTM D3080).

3.3.2.1. Compactação

Este ensaio foi realizado de acordo com a norma NBR 7182/2016 em amostras preparadas conforme NBR 6457/2016.

A norma afirma que este ensaio pode ser realizado em três energias de compactação diferentes, sendo elas normal, intermediária e modificada.

Com os resultados obtidos no ensaio, foram traçadas as curvas de compactação, onde podem ser identificados o peso específico aparente seco máximo e o teor de umidade ótima e curva de saturação $S_r = 100\%$.

3.3.2.2. Índice de suporte Califórnia

Este ensaio foi realizado segundo norma DNER – ME 049/94 sob as três energias de compactação previstas em norma a fim de se avaliar o comportamento do material para utilização em subleito (energia normal), sub-base (energia intermediária) e base (energia modificada).

De acordo com Bernucci et al. (2008), este ensaio avalia o potencial de ruptura do solo, ou seja, avalia a resistência do material frente a significativos deslocamentos a ele impostos. Em laboratório o deslocamento é imposto por um pistão por meio em ensaio penetrométrico. O DNIT afirma o valor correspondente ao ISC da amostra será o maior valor entre os obtidos nas penetrações de 2,54mm e 5,08mm durante o ensaio.

Bernucci et al. (2008) afirma que a resistência ou capacidade de suporte foi correlacionada empiricamente com o desempenho das estruturas, sendo utilizado como método de dimensionamento de pavimentos flexíveis. Bernucci (1995) ainda afirma que a partir da combinação do ângulo de atrito e da coesão do material ensaiado, é possível prever rupturas em pavimentos.

3.3.2.3. Cisalhamento direto

O ensaio foi realizado conforme norma técnica ASTM D3080/2011, utilizando o equipamento mostrado na Figura 34.

Figura 34. Equipamento para ensaio de cisalhamento direto



O equipamento é dotado de um sistema de avanço composto por um motor de passo servo-controlado que permite o controle preciso de velocidade de cisalhamento.

A tensão vertical efetiva é aplicada por meio de pesos posicionados em um pendural associado a um braço de alavanca. A tensão cisalhante é obtida por medidas de força feitas por uma célula de carga digital IWM, e as medidas de deslocamento horizontal e deformação vertical por sensores do tipo LVDT Gefran. As medições são obtidas de forma automatizada e processadas eletronicamente.

Apesar de a norma recomendar que o ensaio seja feito em condições naturais do solo, neste trabalho ele foi realizado utilizando-se amostras do tipo deformadas e compactadas, uma vez que em obras de pavimentação os materiais são escavados, transportados e depois compactados.

Buscando reproduzir condições o mais próximo possível das condições em que o solo se encontrará nas obras, no caso utilizando-se apenas a energia intermediária, de compactação, esculpiu-se os corpos de prova de cisalhamento direto com auxílio de um anel metálico biselado. O solo excedente, assim como recomendado por norma, foi utilizado para medir sua umidade. O solo contido pelo anel foi então transferido para a caixa de cisalhamento para início do ensaio.

O ensaio foi realizado com corpos de prova submersos e submetido às tensões normais efetivas de 50, 100 e 200 KPa, utilizando-se um corpo de prova para cada tensão normal efetiva.

A fase de consolidação dos corpos de prova teve duração mínima de 30 minutos perdurando até que as deformações cessassem, prosseguindo assim para a fase de cisalhamento quando os corpos de prova foram rompidos.

O corpo de prova foi cisalhado até se atingir um deslocamento de 8mm, requerendo uma média de 2 horas.

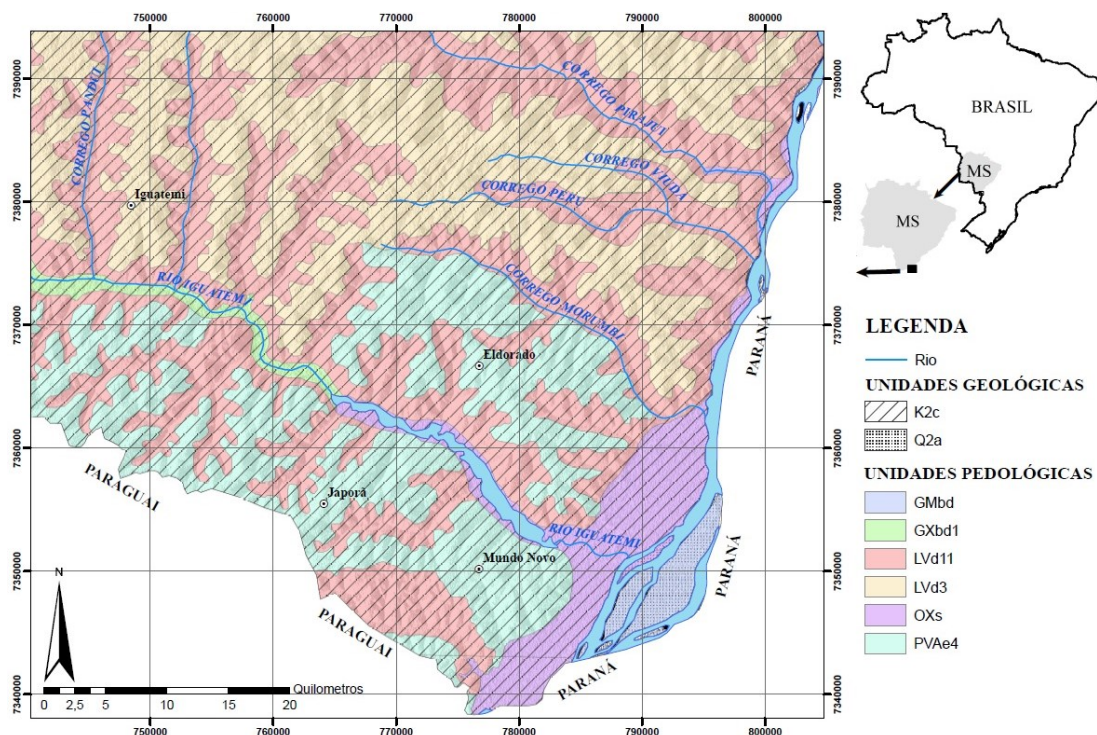
4. RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios anteriormente descritos para cada amostra da área de estudos. São expostos e discutidos características físicas, classificações e os parâmetros de comportamento mecânico que foram avaliados.

4.1 RESULTADOS DO MAPEAMENTO

O cruzamento dos mapas geológico e pedológico resultou em um mapa geotécnico, que está representado na Figura 35. Este mapa foi utilizado para determinar os locais onde as amostras seriam coletadas, garantindo uma boa representatividade geotécnica da área estudada.

Figura 35. Mapa geotécnico do Sul do Mato Grosso do Sul



As unidades pedológicas que representam os latossolos no mapa são LVd3 e LVd11, que correspondem a Latossolos Vermelho-amarelos Distrófico Álicos, que segundo EMBRAPA apud Freitas (2014) são associações de latossolo vermelho distrófico típico + argissolo vermelho-amarelo eutrófico típico.

O que vai diferenciar a unidade LVd3 da LVd11 é a textura, sendo a primeira unidade de textura argilosa e a segunda de textura medianamente argilosa.

Já a unidade PVAe4, corresponde a associação de argissolo vermelho-amarelo e amarelo eutrófico típico + nitossolo vermelho eutrófico + latossolo vermelho-amarelo eutrófico típico (EMBRAPA apud FREITAS, 2014).

Ao cruzar as unidades geológicas e pedológicas, conforme proposto pela metodologia de Davison Dias (1987) obtém-se como resultado unidades geotécnicas, que para o mapa em questão, podem ser:

- LVd3-K2c ou LVd11-K2c: Latossolo Vermelho-amarelo Distrófico com substrato arenito quartzoso;
- PVAe4-K2c: Argissolo Vermelho-amarelo Eutrófico com substrato arenito quartzoso;
- GMbd-Q2a: Gleissolo Melânico Tb Distrófico com substrato areia quartzosa;
- Gxbd1-K2c: Gleissolo Háplico Tb Distrófico Típico com substrato arenito quartzoso;
- OXs-K2c: Organossolo Háplico Sáprico Típico com substrato arenito quartzoso.

Os locais de coleta foram escolhidos a partir das unidades geotécnicas estimadas por meio do mapeamento realizado. As unidades geotécnicas GMbd-Q2a, Gxbd1-K2c e OXs-K2c não foram amostradas pois a pedologia delas não é de interesse de obras de pavimentação, por serem compostas por gleissolos e organossolos mais comumente utilizados em agricultura familiar.

Portanto fazem parte dos estudos as unidades geotécnicas LVd3-K2c, LVd11-K2c e PVAe4-K2c, representadas por 5 amostras diferentes, localizadas ao longo do território do município.

Os nomes das amostras foram escolhidos com base no distrito, fazenda ou corpo hídrico perto do qual elas foram coletadas. A Figura 36 ilustra a localização e nome de cada amostra. A tabela 8 apresenta as coordenadas cardeais de cada ponto e suas elevações

Figura 36. Mapa geotécnico do sul do MS com os pontos de amostragem

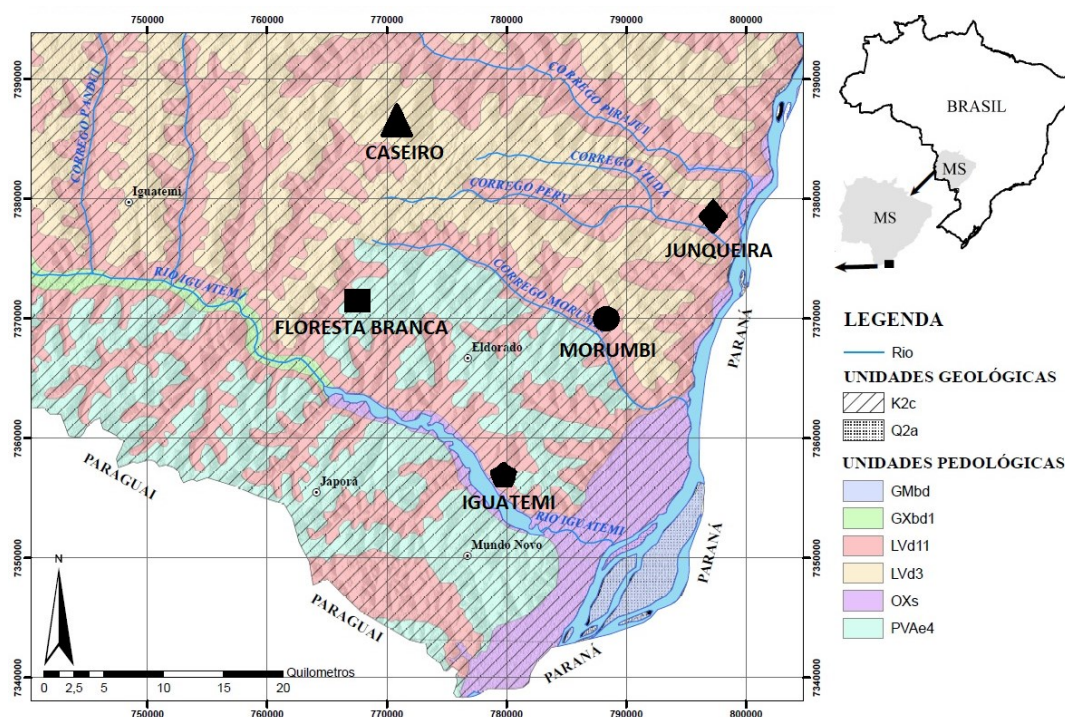


Tabela 8. Coordenadas cardeais das amostras

Amostra	Coordenadas		Elevação
Morumbi	23,81862° S	54,23421° W	305 m
Junqueira	23,64278° S	54,15878° W	312 m
Caseiro	23,64120° S	54,32819° W	358 m
Floresta Branca	23,73876° S	54,37174° W	313 m
Iguatemi	23,80324° S	54,31435° W	314 m

4.2 RESULTADO DOS ENSAIOS

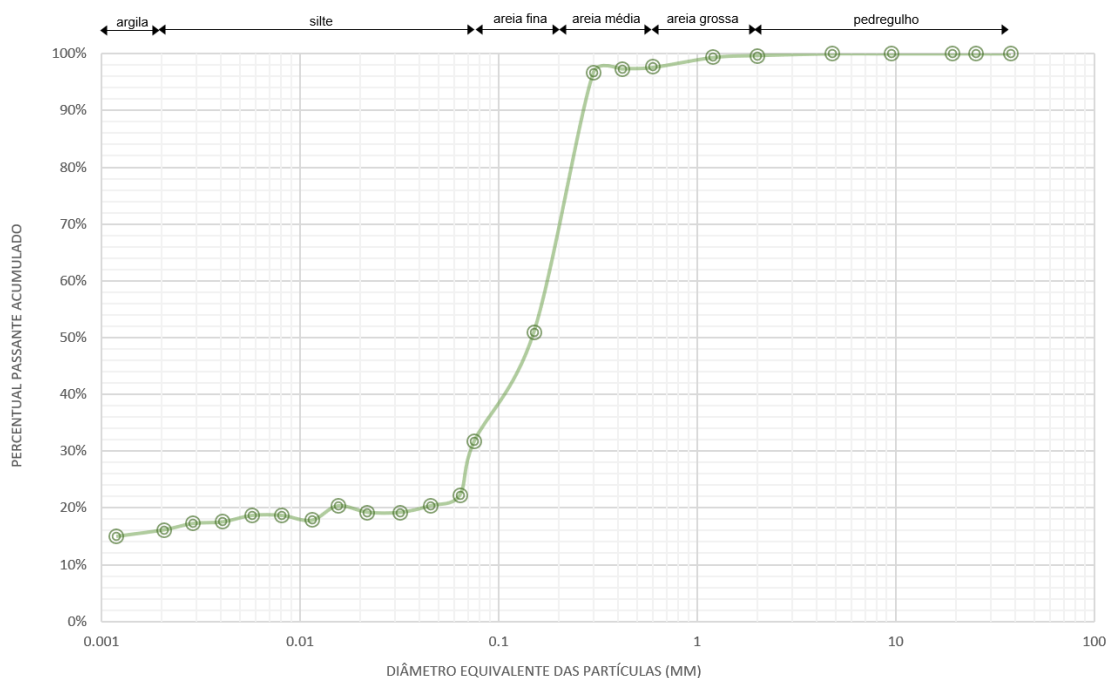
Neste tópico são apresentados, primeiramente, os resultados obtidos a partir os ensaios de caracterização, seguidos dos resultados obtidos nos ensaios de comportamento mecânico de cada amostra.

4.2.1 Morumbi

A amostra Morumbi, na análise tátil visual, se apresenta como um solo avermelhado, de textura predominantemente arenosa e com presença de silte.

Este solo possui peso específico real dos grãos da ordem de $2,689 \text{ gf/cm}^3$ e através do ensaio de granulometria pode-se confirmar que realmente o solo possui predominância de areia. Quanto aos finos, a argila se mostra mais representativa do que silte. A Figura 37 demonstra a curva granulométrica, por meio da qual é possível conhecer as frações granulométricas desta amostra.

Figura 37. Curva granulométrica – Morumbi



Através da curva granulométrica apresentada, conclui-se que o solo da amostra Morumbi conta com aproximadamente 16% de argila, 7% de silte, 44% de areia fina, 31% de areia média e 2% correspondem a areia grossa.

Para se classificar o solo, foram realizados ainda os ensaios de limite de liquidez e plasticidade. A amostra Morumbi apresenta limite de liquidez de 21%, limite de plasticidade de 17% resultando em $IP = 4$. Este índice de plasticidade, como mostra a Tabela 1, permite classificar a plasticidade deste solo como leve. Como areias não apresentam plasticidade, o valor de IP resultante desta amostra se deve à fração de argila.

Tabela 9. Resultados da caracterização - Morumbi

Solo	Unidade Geotécnica	G	LL	IP	% Argila	% Silte	% Areia	SUCS	HRB	MCT
Morumbi	LVd11-K2c	2,689	21	4	16%	7%	77%	SC	A-2-4	LA

A fração argila deste solo apresenta índice de atividade de 0,25, podendo ser classificada, segundo Pinto (2006), como inativa, por ser o IA menor que 0,75.

Assim, conhecendo a granulometria do material e seus limites de consistência, classificou-se a amostra Morumbi pelo Sistema SUCS, pelo método rodoviário e pela metodologia MCT.

Segundo o Sistema único de classificação Morumbi é um solo SC – areia argilosa, o método rodoviário mostrou a amostra Morumbi como um solo A-2-4 e a classificação MCT como uma LA' – areia argilosa laterítica.

Segundo Oliveira e Brito (ABGE) (1998), solos classificados como SC pelo sistema SUCS tendem a apresentar boa trabalhabilidade, e quando compactado baixa permeabilidade, resistência de regular a boa e compressibilidade baixa. Ademais, tende a ser um solo ruim quanto a características de drenagem.

Quanto à classificação rodoviária, os solos do tipo A-2-4 são considerados de excelente a bom para emprego em subleito e seu índice de grupo $IG = 0$ é considerado ótimo (CAPUTO, 2017)

Pela classificação MCT é considerado material de primeira categoria para base de pavimentos, reforço de subleito compactado, subleito compactado e como revestimento primário e de segunda categoria em utilização para proteção de erosão (VILLIBOR, 2009)

Todas as classificações mostram que este solo tende a apresentar comportamento ótimo quando aplicado em reforço de subleito e subleito.

Através do ensaio de Proctor obteve-se as curvas de compactação demonstradas na figura 38.

Para energia normal foi encontrada uma umidade ótima de 9% e peso específico aparente seco máximo de $1,974 \text{gf/cm}^3$ para energia intermediária a umidade ótima de 8,6% e peso específico aparente seco máximo de $2,034 \text{gf/cm}^3$. Para energia modificada umidade ótima apresentou-se em 8% e peso específico aparente seco máximo de $2,140 \text{gf/cm}^3$.

O ensaio de ISC foi executado também sob as três energias de compactação. O gráfico da Figura 38 compara o valor de ISC encontrado para a amostra em cada energia de compactação, mostrando que ao aumentar-se a energia, aumenta-se também a capacidade de suporte do solo.

Figura 38. Curvas de compactação - Morumbi

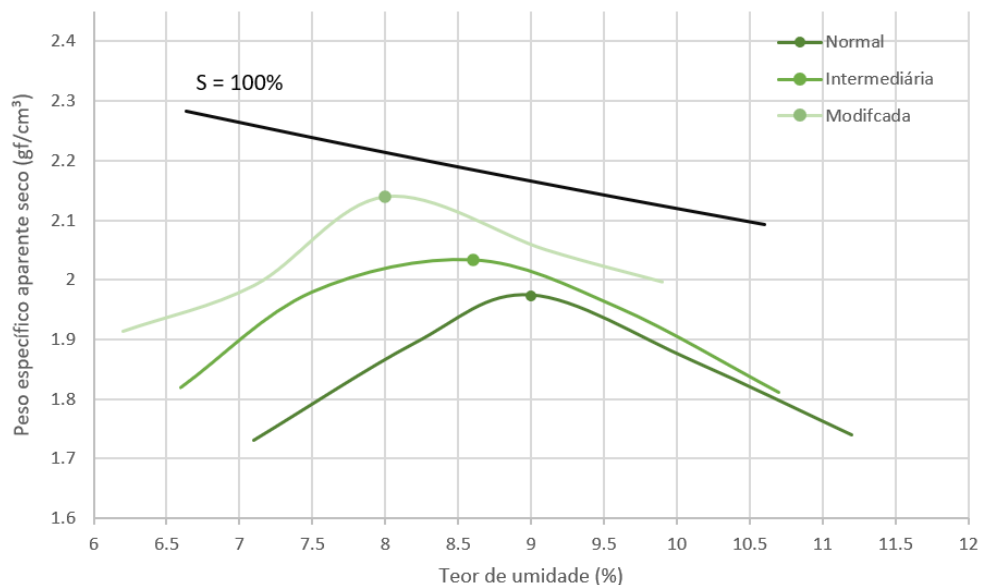
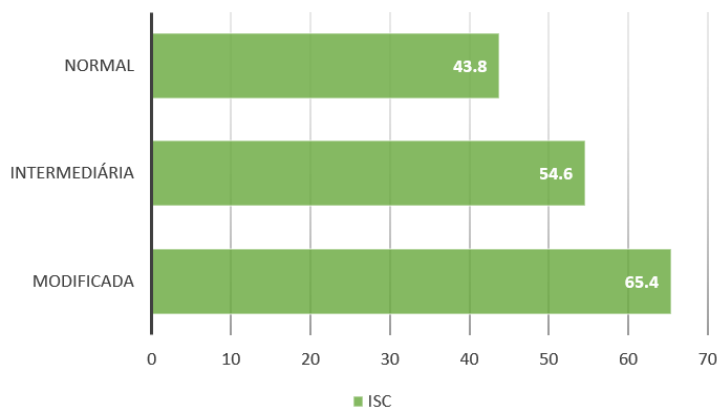


Figura 39. Variação do ISC com a energia de compactação - Morumbi



O valor do ISC do solo da amostra Morumbi foi de 43,8 % sob energia normal, 54,6% sob energia intermediária e 65,4% sob energia modificada.

O DNIT (2006) diz que os materiais de subleito devem apresentar ISC > 2% e expansão < 2%, tendo este solo apresentado expansão de 0,67% sob energia normal, 0,6% sob energia intermediária e 0,57% sob energia modificada. Conforme norma DNIT 138/2010 ES o material de reforço do subleito deve apresentar características superiores às do subleito, portanto desde que o ISC do subleito seja maior que 2% e semelhante aos valores encontrados para este solo, ele poderá ser utilizado como reforço do subleito.

O DNIT ainda exige que para as sub-bases o ISC seja maior que 20% e expansão < 1%. Tendo apresentado expansão máxima de 0,73%, este solo pode, considerando este critério, ser utilizado seguramente sob qualquer uma das 3 energias de compactação para esta camada.

Em casos de pavimentos flexíveis, que contam ainda com uma base, o DNIT exige que os materiais a compor a base apresentem ISC > 80% e expansão < 0,5%.

Neste caso o solo desta amostra não pode ser utilizado, independente da energia de compactação empregada e, pois, sua expansão é maior que o mínimo aceito pelo DNIT.

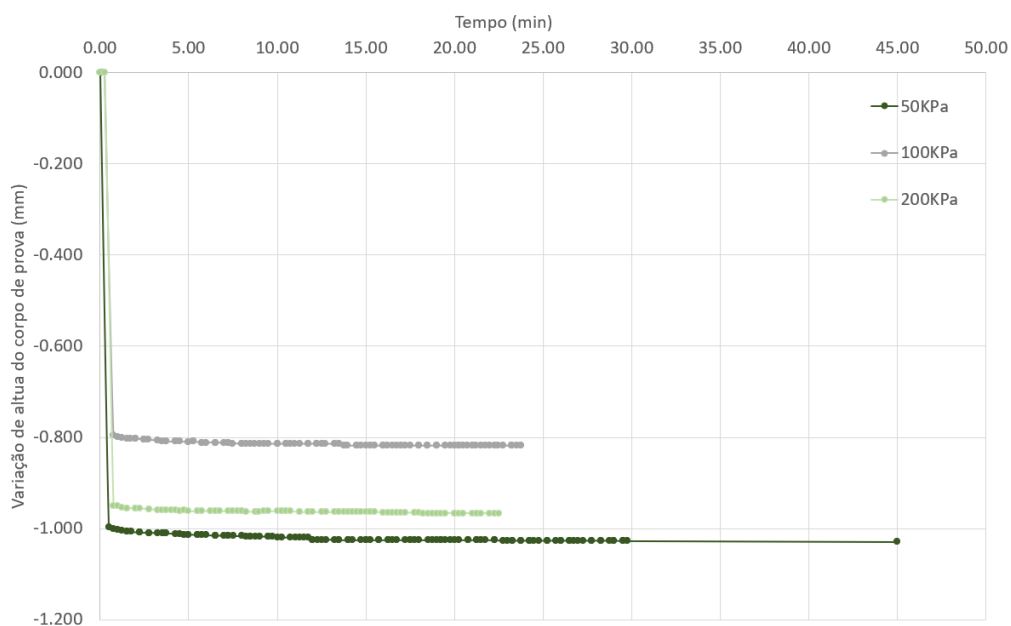
Os índices físicos dos corpos de prova da amostra Morumbi empregados nos ensaios de cisalhamento direto estão demonstrados na Tabela 10. Pode-se perceber que existe uma pequena variação de umidade entre os três corpos de prova, assim como pequena variação nos pesos específicos aparentes. O índice de vazios do corpo de prova 3 foi consideravelmente menor que das demais.

Tabela 10. Índices físicos dos corpos de prova Morumbi

Moumbi	$W_{nat}(\%)$	$\gamma_{nat} (kN/m^3)$	$\gamma_d (kN/m^3)$	e	Sr
1 (50KPa)	5,95	19,54	18,42	0,459	0,35
2 (100KPa)	6,07	19,68	18,57	0,448	0,36
3 (200KPa)	4,74	20,34	19,43	0,384	0,33

O processo de adensamento do solo dos corpos de prova da amostra Morumbi ocorre de maneira praticamente instantânea, como mostra a Figura 40.

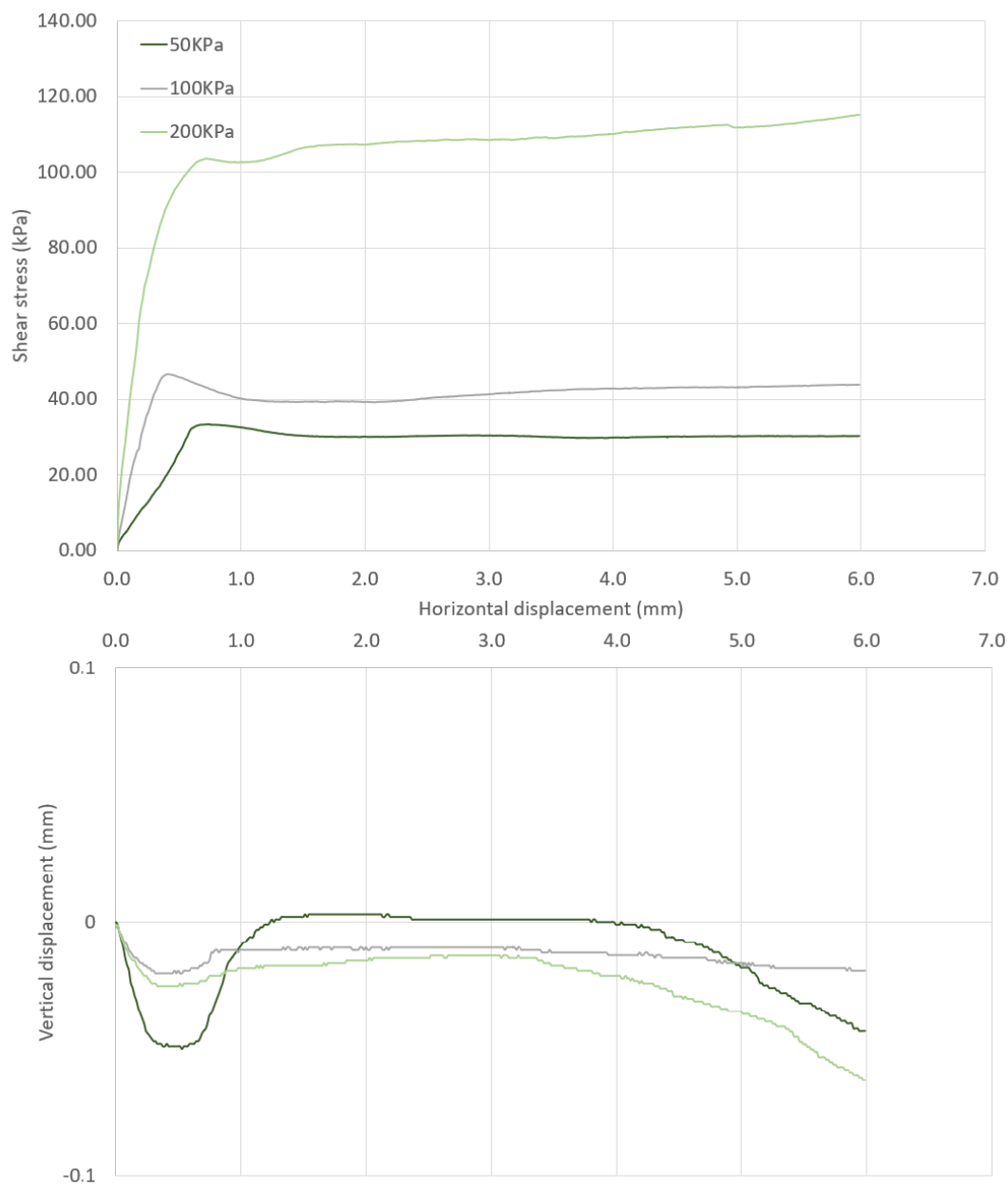
Figura 40. Curvas de consolidação dos corpos de prova Morumbi



Nos ensaios de cisalhamento direto o solo da amostra Morumbi, quando compactado, exibe pequenos picos de resistência para tensões normais de 50 KPa e 100 KPa. Sob 200 KPa pode-se considerar que não ocorre pico de resistência.

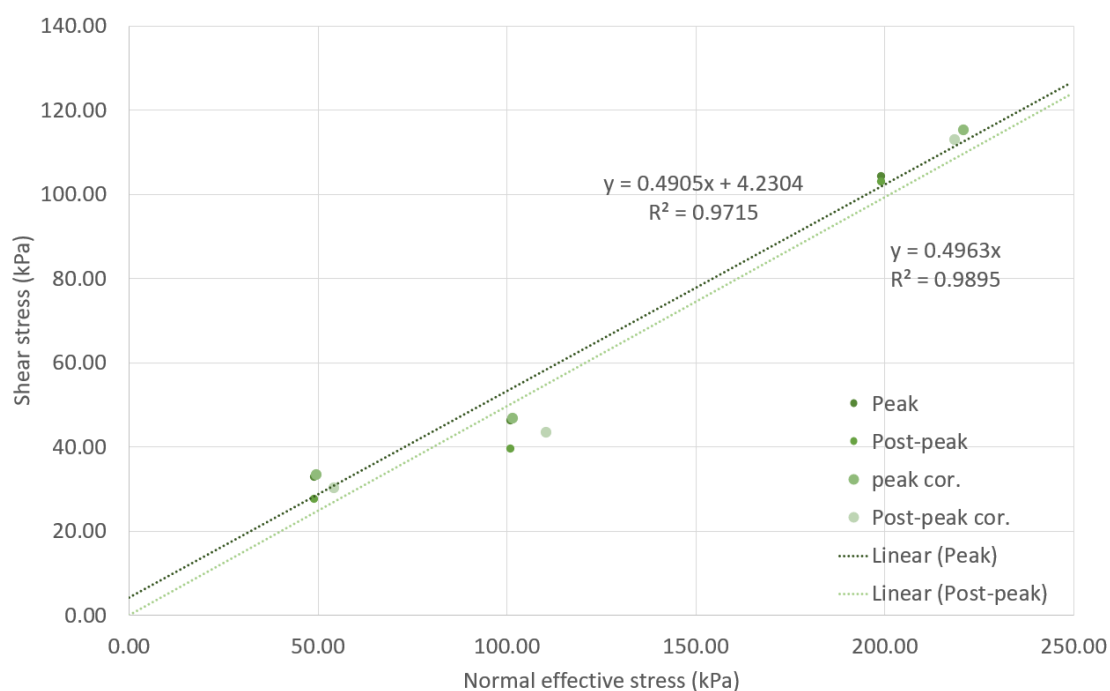
Sob todas as tensões normais, o comportamento é inicialmente contrativo seguido de dilatação. A altura final dos corpos de prova em todos os ensaios é igual ou inferior à altura inicial. A Figura 41 mostra as curvas de deslocamento horizontal x tensão cisalhante mobilizada e deslocamento horizontal x variação de altura do corpo de prova.

Figura 41. Curvas de tensão x deformação dos ensaios de cisalhamento direto no solo Morumbi



A partir das tensões cisalhantes mobilizadas é possível a construção de duas envoltórias de ruptura para este solo: em condições de pico e pós pico. Entretanto, em função dos suaves picos de resistência é pequena a diferença entre as duas envoltórias, como demonstrado na figura 42.

Figura 42. Envoltórias de ruptura do solo Morumbi



Das envoltórias de ruptura pode-se extrair os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em condição de pico e pós pico. A Tabela 11 mostra os parâmetros obtidos através das envoltórias.

Tabela 11. Parâmetros de resistência ao cisalhamento da amostra Morumbi

Condição	Intercepto coesivo (c')	Ângulo de atrito (φ)
Pico (peak)	4,23KPa	26,12°
Pós pico (post-peak)	0	26,39°

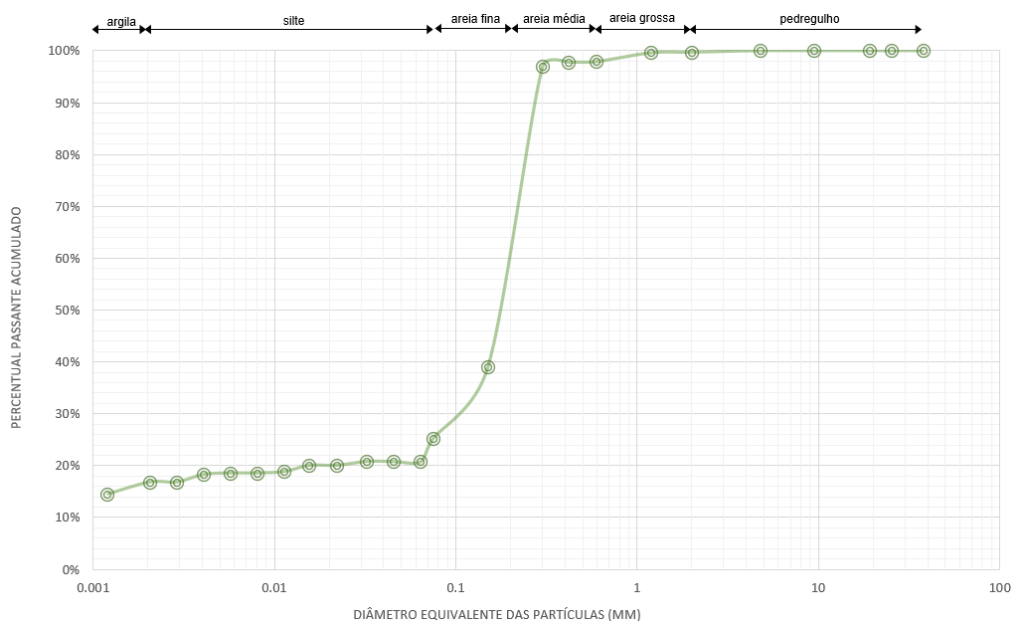
Nota-se que amostra apresentou ângulo de atrito semelhante em condição de pico e pós pico, da ordem de 26,12° e 26,39° respectivamente. Ainda em situação de pico nota-se um pequeno intercepto coesivo da ordem de 4,23 KPa.

4.2.2 Junqueira

Ao se analisar a amostra Junqueira tátil-visualmente verifica-se coloração avermelhada com presença de areia e alguns finos, provavelmente argilosos.

O peso específico real dos grãos deste solo é da ordem de 2,684 gf/cm³. Através do ensaio de granulometria confirmou-se que o solo possui maior fração de areia e sua fração fina possui predominância de argila, como demonstrado pela curva granulométrica na Figura 43.

Figura 43. Curva granulométrica – Junqueira



Mais especificamente este solo é composto por 17% de argila, 4% de silte, 37% areia fina, 40% areia média e 2% areia grossa.

Para se classificar o solo, além da granulometria, foram executados ensaios de limites de consistência na amostra obtendo LL = 29, LP = 23 e IP = 6, tratando-se portanto de um solo de baixa plasticidade. Sendo assim, pela classificação SUCS este solo é classificado como SC – areia argilosa, pelo método rodoviário é um solo A-2-4 e segundo a classificação MCT é um solo LA' – areia argilosa laterítica.

Tabela 12. Resultados da caracterização – Junqueira

Solo	Unidade Geotécnica	G	LL	IP	% Argila	% Silte	% Areia	SUCS	HRB	MCT
Junqueira	LVd11-K2c	2,684	29	6	17%	4%	79%	SC	A-2-4	LA

Um solo classificado pelo sistema SUCS como SC tende a apresentar, quando compactado, à baixa permeabilidade, baixa compressibilidade e

resistência variando de regular a boa. Também tendem a apresentar boa trabalhabilidade (OLIVEIRA E BRITO, 1998).

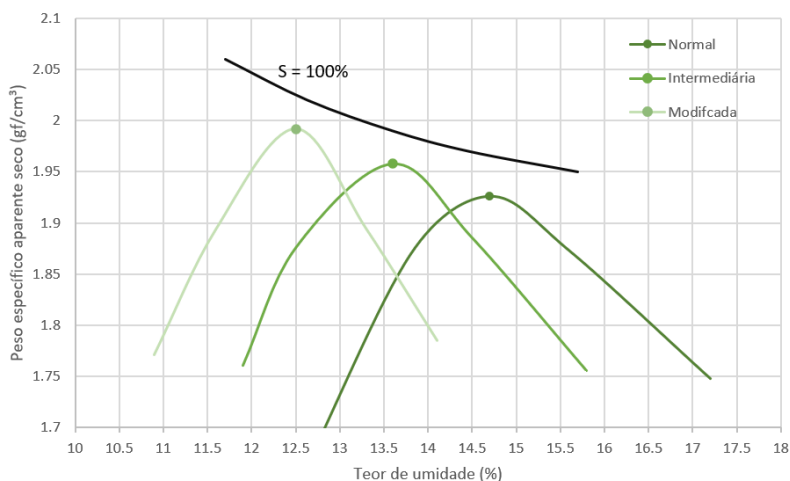
Segundo a classificação rodoviária, um solo A-2-4 tende a ser excelente em composição de subleitos, apresentando índice de grupo ótimo e igual a zero (CAPUTO, 2017).

O sistema de classificação MCT mostra excelente potencial de emprego de solos LA' em base de pavimento, reforço de subleito compactado, subleito compactado, corpo de aterro compactado e revestimento primário sendo considerado como solo de primeira categoria para tais usos e de segunda categoria para utilização como proteção à erosão (VILLIBOR, 2009).

Portanto todas as classificações convergem quanto à boa qualidade do solo da amostra Junqueira para aplicação em reforço de subleito e subleito compactados.

Também foi executado nesta amostra o ensaio de Proctor, por meio do qual pode-se conhecer umidade ótima e peso específico aparente seco máximo deste solo sob as três energias de compactação. As curvas estão representadas na Figura 44.

Figura 44. Curvas de compactação - Junqueira

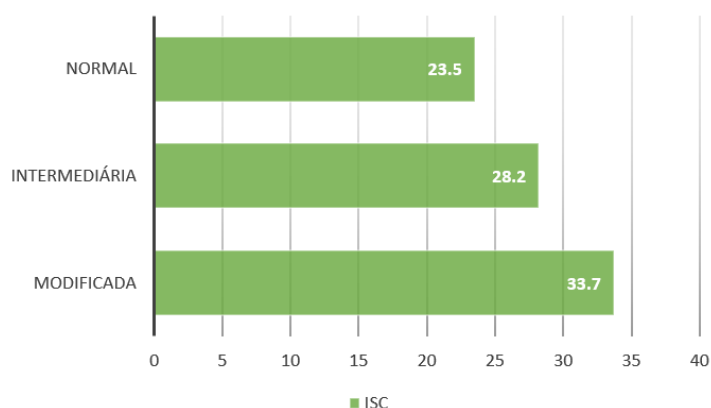


As curvas mostram umidade ótima de 14,7 % e peso específico seco máximo aparente de 1,926 gf/cm³ para energia normal, umidade ótima de 13,6% e peso específico seco aparente máximo de 1,958 gf/cm³ quando solo é

compactado a energia intermediária e umidade ótima de 12,5% e peso específico aparente seco máximo de 1,992gf/cm³ para energia modificada.

O ensaio de índice de suporte Califórnia também foi realizado sob as três energias de compactação. A Figura 45 ilustra o aumento do ISC com o aumento da energia de compactação e apresenta o resultado obtido para cada energia aplicada. Este solo ainda apresentou expansão de 0,86% sob energia normal, 0,83% sob energia intermediária, e 0,82% sob energia modificada.

Figura 45. Variação do ISC com a energia de compactação - Junqueira



Este solo apresentou ISC = 23,5% para energia normal, 28,2% para energia intermediária e 33,7% para energia modificada.

Por recomendação do DNIT (2006) os solos que compõem subleito de pavimentos devem ter ISC > 2% e expansão < 2% e solos do reforço do subleito devem ter suporte maior que o do subleito (DNIT 138/2010 ES). Portanto, desde que o subleito apresente ISC entre 2% e 23,5% o solo representado pela amostra Junqueira pode ser empregado nessas camadas. Quanto ao seu emprego em sub-bases de pavimento, o DNIT exige ISC mínimo de 20% e expansão < 1%. Sendo assim, o solo pode ser utilizado como sub-base sob qualquer uma das três energias, já em caso de emprego deste solo em base de pavimento flexível, a exigência do DNIT é um ISC mínimo de 80% e expansão < 0,5%, não podendo ser utilizado mesmo quando compactado a energia modificada.

A Tabela 13 demonstra os índices físicos dos corpos de prova da amostra Junqueira utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

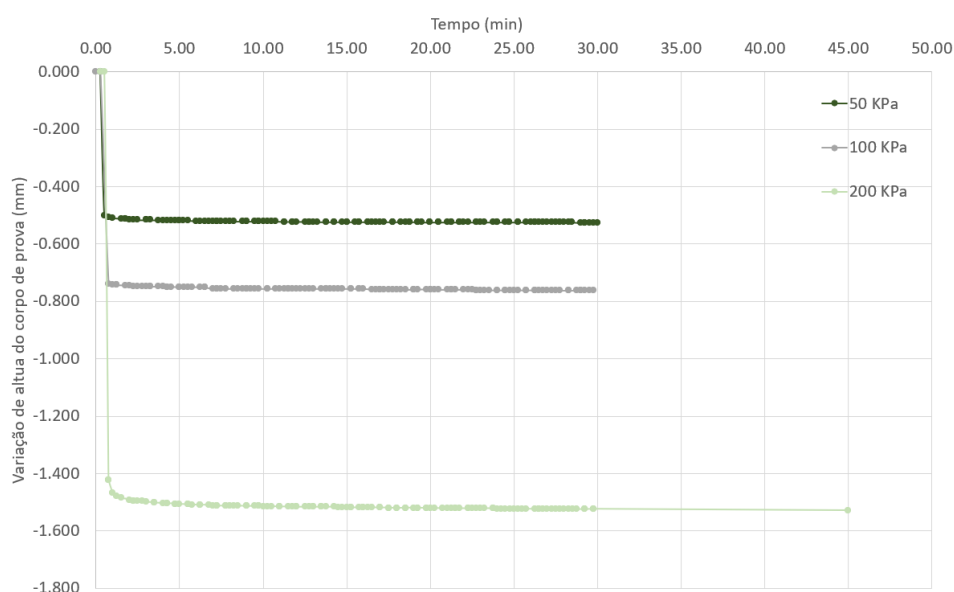
Tabela 13. Índices físicos dos corpos de prova Junqueira

Junqueira	W_{nat} (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	Sr
1 (50KPa)	9,32	20,60	18,85	0,424	0,59
2 (100KPa)	9,74	20,71	18,90	0,420	0,62
3 (200KPa)	9,72	20,28	18,48	0,452	0,58

Observa-se pela tabela que aos valores obtidos para teor de umidade, peso específico seco aparente e índice de vazios são bastante semelhantes nos três corpos de prova.

As curvas de consolidação demonstradas na Figura 46 mostram que os processos de adensamento dos corpos de prova da mostra Junqueira ocorreram de maneira relativamente rápida.

Figura 46. Curvas de consolidação dos corpos de prova Junqueira

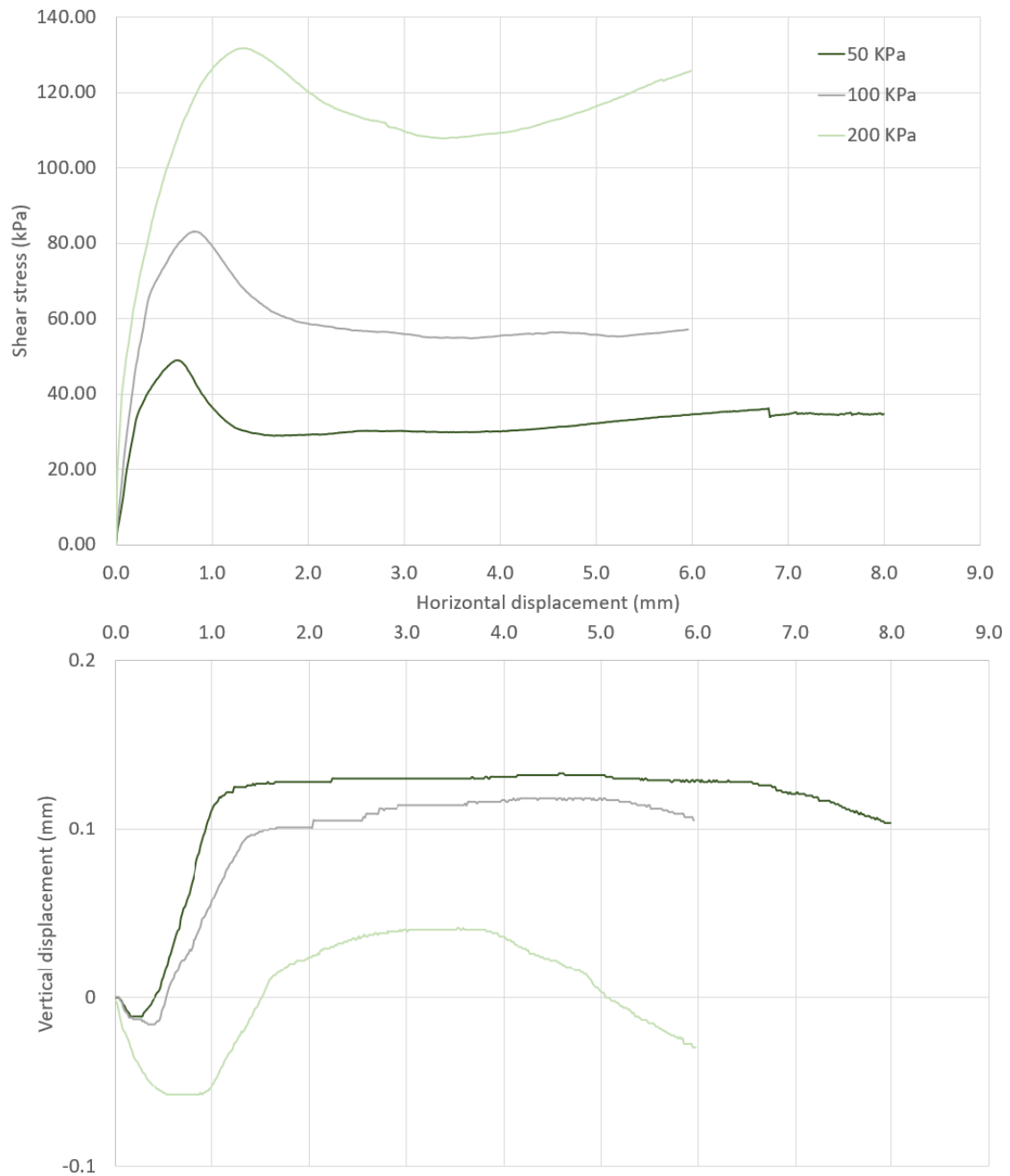


Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados sob as tensões normais de 50 KPa, 100 KPa e 200 KPa. Os corpos de prova exibiram picos de resistência para todas as tensões normais empregadas no ensaio.

Da Figura 49 é possível ainda observar que sob todas as tensões normais, inicialmente os corpos de prova se contraíram e em seguida dilataram. Trata-se de um comportamento bastante similar ao exibido por solos granulares densos ou argilas pré-adensadas. A altura final dos corpos de prova, em todos os ensaios, é igual ou inferior à altura inicial. A Figura 47 demonstra as curvas

de deslocamento horizontal x tensão cisalhante mobilizada, bem como as de deslocamento horizontal x variação de altura do corpo de prova.

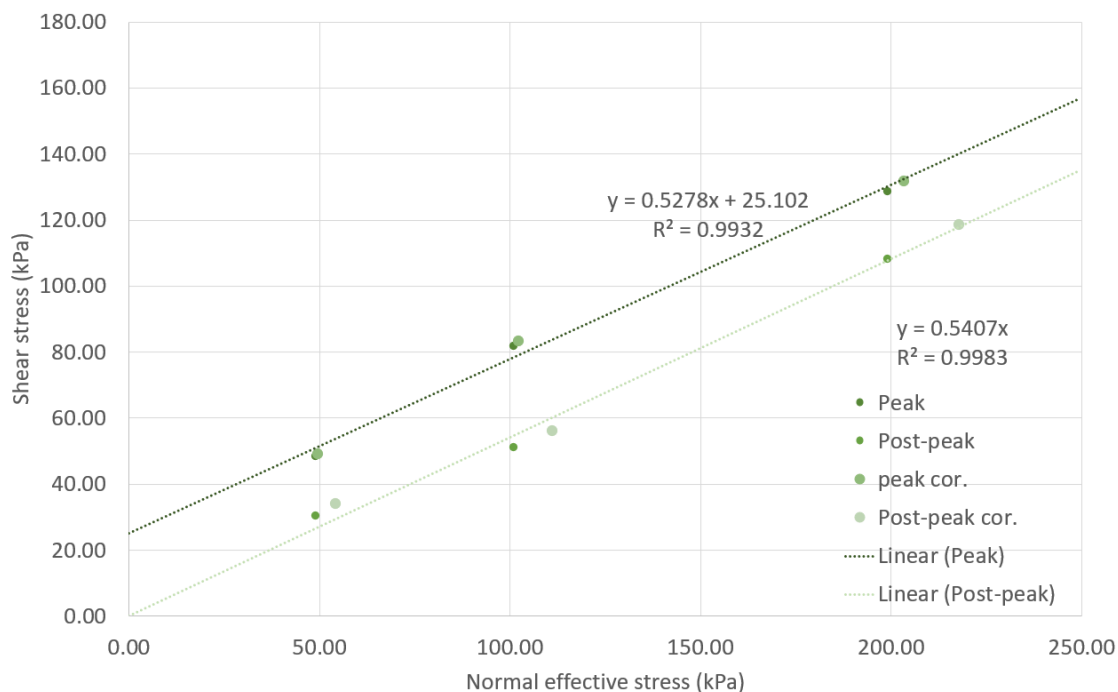
Figura 47. Curvas de tensão x deformação dos ensaios de cisalhamento direto no solo Junqueira



A partir das tensões cisalhantes mobilizadas é possível construir duas envoltórias de ruptura para condições de pico e pós pico. Devido aos picos de

resistência acentuados, as envoltórias de ruptura são significativamente diferentes. A Figura 48 apresenta as envoltórias de ruptura.

Figura 48. Envoltórias de ruptura do solo Junqueira



Os parâmetros de resistência do solo para ambas as condições mostradas podem ser extraídos das envoltórias de ruptura e estão apresentados na Tabela 14.

Tabela 14. Parâmetros de resistência ao cisalhamento da amostra Junqueira

Condição	Intercepto coesivo (c')	Ângulo de atrito (φ)
Pico (peak)	25,1KPa	27,82°
Pós pico (post-peak)	0	28,40°

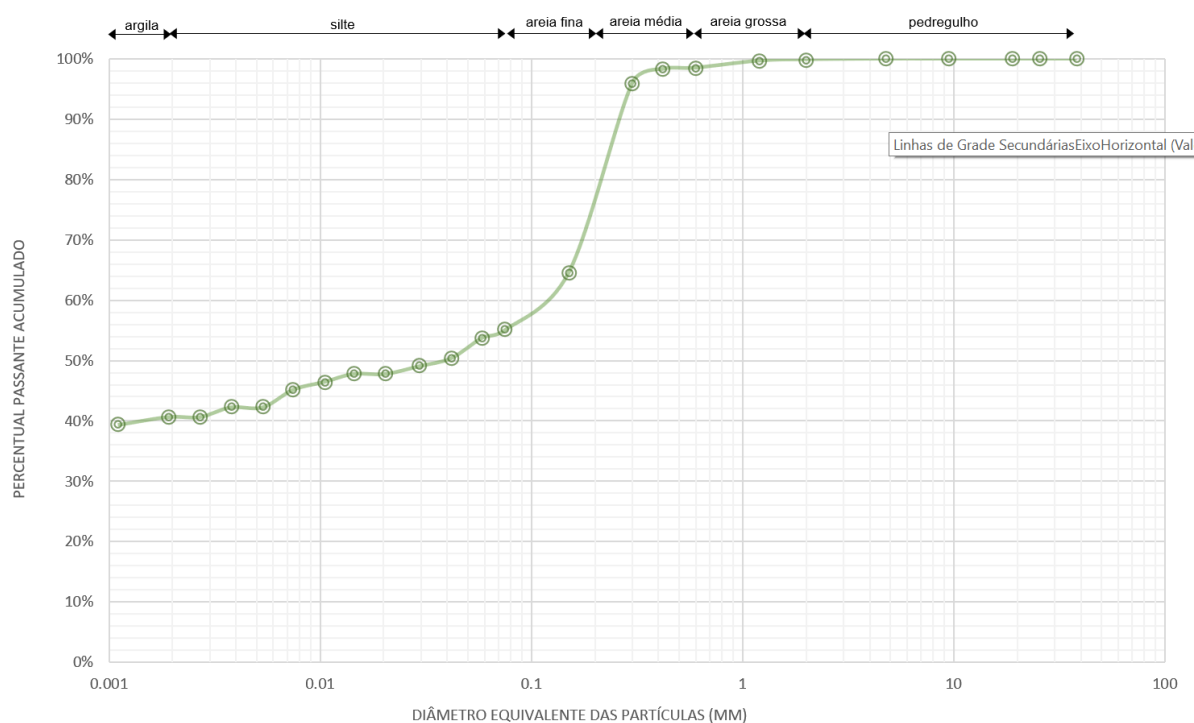
O solo da amostra Junqueira apresentou ângulo de atrito em condição de pico de 27,82° e 28,40° para condição de pós pico. O intercepto coesivo apenas em condição de pico é da ordem de 25,1 KPa.

4.2.3 Caseiro

Por meio e análise tátil-visual verificou-se que o solo tem coloração avermelhada e maior presença de argila do que os solos das demais amostras já descritas.

O peso específico real dos grãos deste solo foi determinado como sendo da ordem de $2,797 \text{ gf/cm}^3$. Do ensaio de granulometria obteve-se a curva granulométrica apresentada na Figura 49.

Figura 49. Curva granulométrica – Caseiro



Através desta curva é possível saber a porcentagem de cada fração granulométrica presente na amostra, sendo composta por 41% de argila, 13% de silte, 22% areia fina, 23% areia média e 1% areia grossa.

Os limites de consistência da amostra foram encontrados por meio dos ensaios de limite de liquidez e plasticidade, resultando em $LL = 60,5$, $LP = 32,5$ e conseqüentemente $IP = 28$, caracterizando alta plasticidade.

Tabela 15. Resultados da caracterização – Caseiro

Solo	Unidade Geotécnica	G	LL	IP	% Argila	% Silte	% Areia	SUCS	HRB	MCT
Caseiro	LVd3-K2c	2,797	60,5	28	41%	13%	46%	CH	A-7-6	LG'

O LL e o IP, juntamente com a granulometria, permitem classificar o solo pelo sistema SUCS e pelo método rodoviário. Este solo pode ser classificado como CH – argila de alta compressibilidade pelo sistema SUCS e A-7-5 pelo método rodoviário. A classificação MCT aponta que este solo é do tipo LG' – argila laterítica arenosa.

Segundo Oliveira e Brito (1998), os solos CH apresentam má trabalhabilidade e quando se encontram em estado compactado tendem a ser impermeáveis, de resistência regular e compressibilidade média. Tendem ainda a apresentar más características de drenagem.

Segundo Caputo (2006) os solos classificados como A-7-5 tendem a apresentar más características para serem empregados em subleitos, possuindo um IG = 13 considerado bastante ruim.

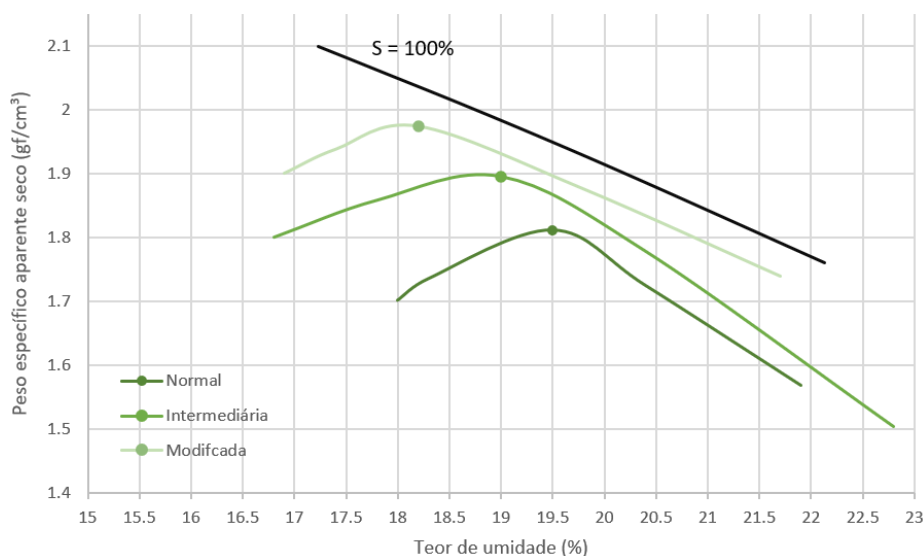
Pela classificação MCT as argilas lateríticas arenosas tendem a ser materiais de 3ª categoria para emprego em base de pavimento, reforço de subleito e subleito compactados e corpo de aterro compactado. Tendem a ser de 2ª categoria para revestimento primário, porém de 1ª categoria para proteção à erosão (VILLIBOR, 2009).

Nota-se, portanto, que as metodologias de classificação utilizadas convergem quanto ao mal comportamento do solo desta amostra para compor camadas de pavimento.

Em seguida executou-se ensaio de Proctor por meio do qual obtiveram-se as curvas de compactação como observa-se na Figura 509.

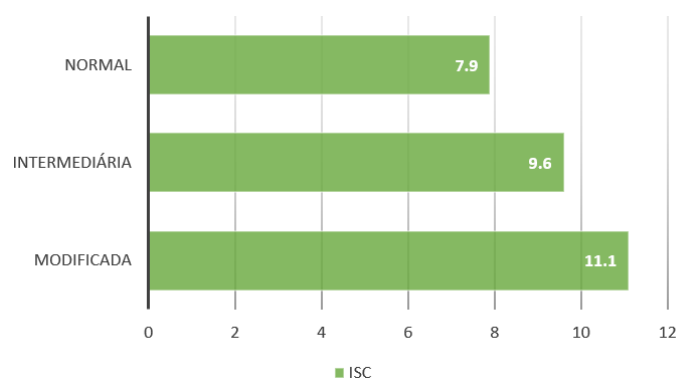
O ensaio foi realizado sob energia normal apresentou umidade ótima de 19,5% e peso específico seco aparente máximo de 1,812 gf/cm³; sob energia intermediária apresentou umidade ótima de 19% e peso específico seco máximo aparente de 1,895 gf/cm³ e sob energia modificada apresentou umidade ótima de 18,2% e peso específico aparente seco máximo de 1,975 gf/cm³.

Figura 50. Curvas de compactação - Caseiro



O ensaio de ISC foi realizado sob as três energias de compactação. Pode-se observar, como esperado, que quanto maior a energia de compactação utilizada, maior o ISC apresentado pelo solo, como demonstra o gráfico da Figura 51. Porém, mesmo com uso de energia modificada, os resultados apontam para um mau desempenho. Este solo ainda apresentou expansão de 0,78 sob energia normal, 0,73% sob energia intermediária e 0,67 sob energia modificada.

Figura 51. Variação do ISC com a energia de compactação - Caseiro



Conforme posto na figura 51, este solo possui ISC = 7,9% quando ensaio realizado sob energia normal, ISC = 9,6% para energia intermediária e ISC = 11.1% para energia modificada.

Segundo DNIT (2006), para emprego em subleito de pavimentos, um solo deve apresentar ISC > 2% e expansão < 2%, podendo então este ser

utilizado. Quanto ao emprego em reforço de subleito, pela norma DNIT 138/2010 ES, o solo deve apresentar características melhores que o solo do subleito, portanto pode ser utilizado desde que o ISC para reforço do subleito seja maior do que o ISC do solo utilizado no subleito.

Para o emprego em camadas de sub-base, onde o DNIT exige ISC mínimo de 20% e expansão < 1% e em camadas de base cujo ISC mínimo deve ser 80% e expansão < 0,5%, este solo não se mostra aplicável.

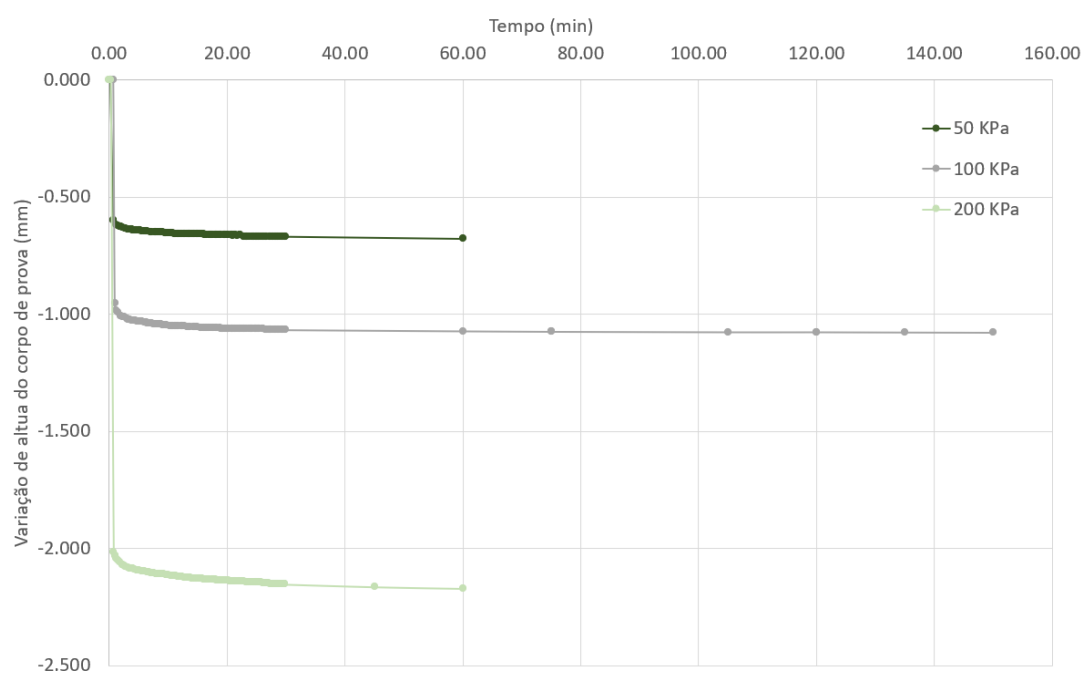
Os índices físicos dos corpos de prova da amostra Caseiro para o ensaio de cisalhamento direto estão demonstrados na Tabela 16. Pode-se notar que não apresentam grandes variações de umidade, peso específico aparente e nem de índice de vazios.

Tabela 16. Índices físicos dos corpos de prova Caseiro

Caseiro	$W_{nat}(\%)$	$\gamma_{nat} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\gamma_d \text{ (kN/m}^3\text{)}$	e	Sr
1 (50KPa)	17,70	19,67	16,71	0,670	0,74
2 (100KPa)	18,02	19,62	16,63	0,678	0,74
3 (200KPa)	18,25	19,59	16,56	0,684	0,74

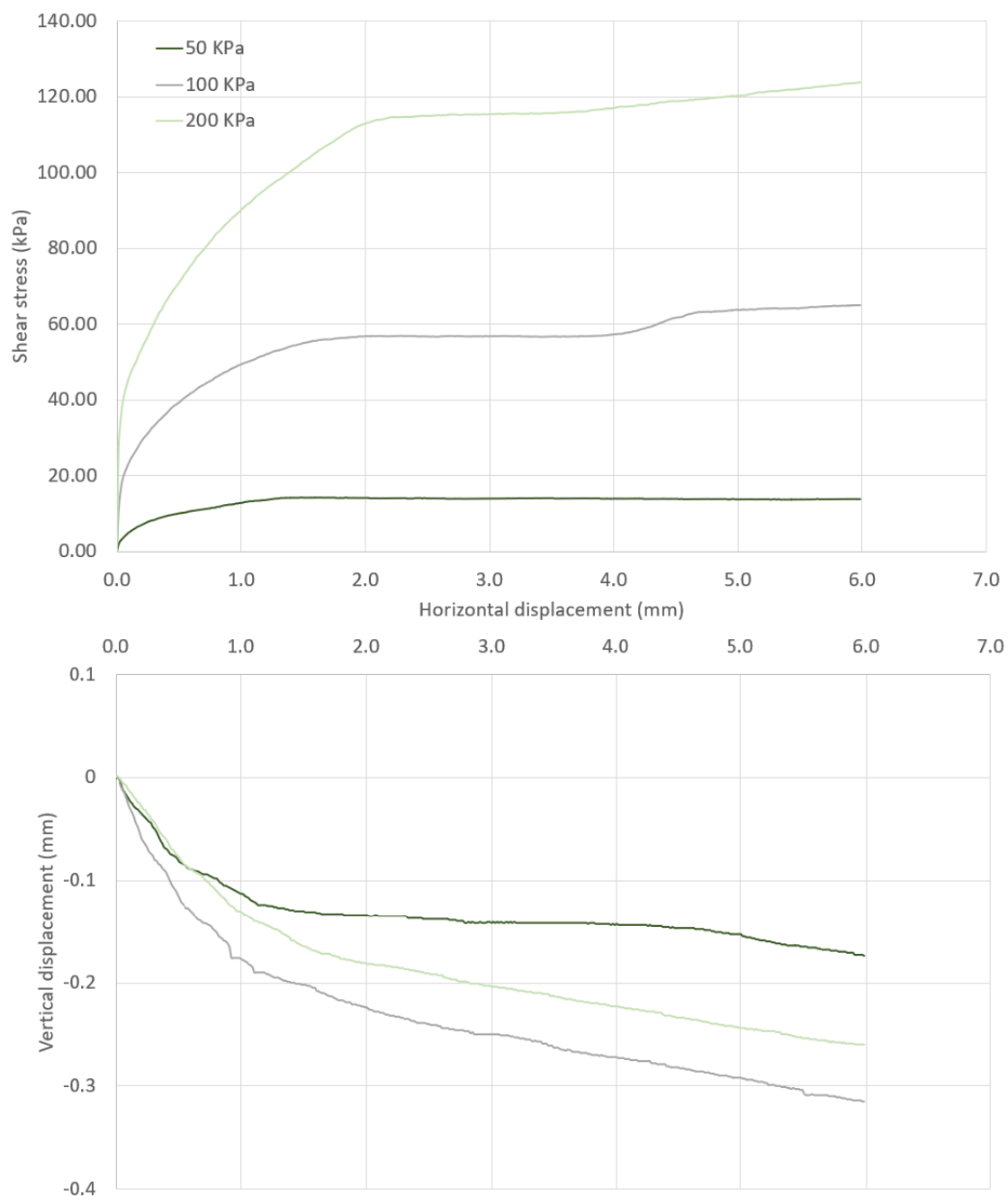
A consolidação desta amostra também ocorreu de maneira relativamente rápida, como pode-se observar na Figura 52, mas mais lentamente que outras amostras ensaiadas, o que reflete a textura mais fina este solo. Sob 200 kPa fica clara uma maior lentidão na estabilização das deformações produzidas pela consolidação.

Figura 52. Curvas de consolidação - Caseiro



O ensaio de cisalhamento direto foi realizado sob tensões normais efetivas de 50 KPa, 100 KPa e 200 KPa. O ensaio resultou nas curvas de tensão cisalhante mobilizada x deformação horizontal e variação de altura x deslocamento horizontal, como mostrado na Figura 53.

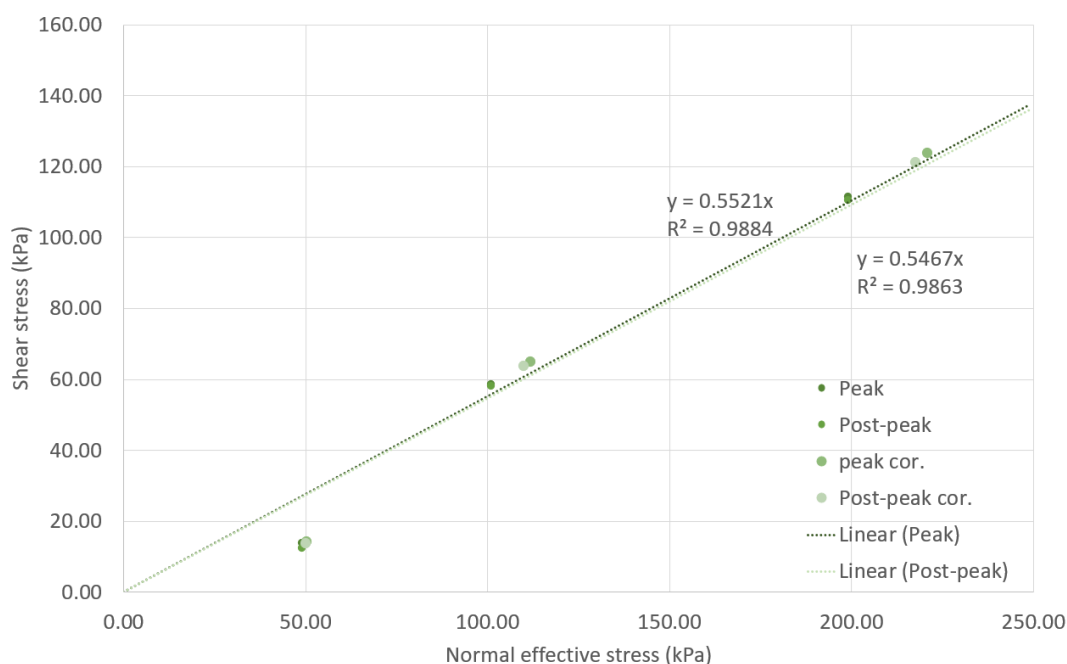
Figura 53. Curvas de tensão x deformação dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova Caseiro



Por meio das curvas observa-se que o solo da amostra caseiro não apresentou pico de resistência sob nenhuma das tensões normais aplicada, bem como a deformação vertical dos corpos de prova mostrou-se apenas contrativa. Trata-se de um comportamento similar ao exibido tipicamente por solos arenosos de baixa densidade ou argilas normalmente adensadas.

Através das tensões cisalhantes mobilizadas é possível traçar as envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb. Como o material não apresentou picos de resistência, as envoltórias tanto para condição de pico quanto para condição de pós pico são bastante semelhantes, como mostra a Figura 54.

Figura 54. Envoltórias de ruptura do solo Caseiro



Pelas envoltórias é possível se extrair os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo Caseiro em condição de pico e pós pico. Os parâmetros estão demonstrados na Tabela 17.

Tabela 17. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo Caseiro

Condição	Intercepto coesivo (c')	Ângulo de atrito (φ)
Pico (peak)	0	28,90°
Pós pico (post-peak)	0	28,66°

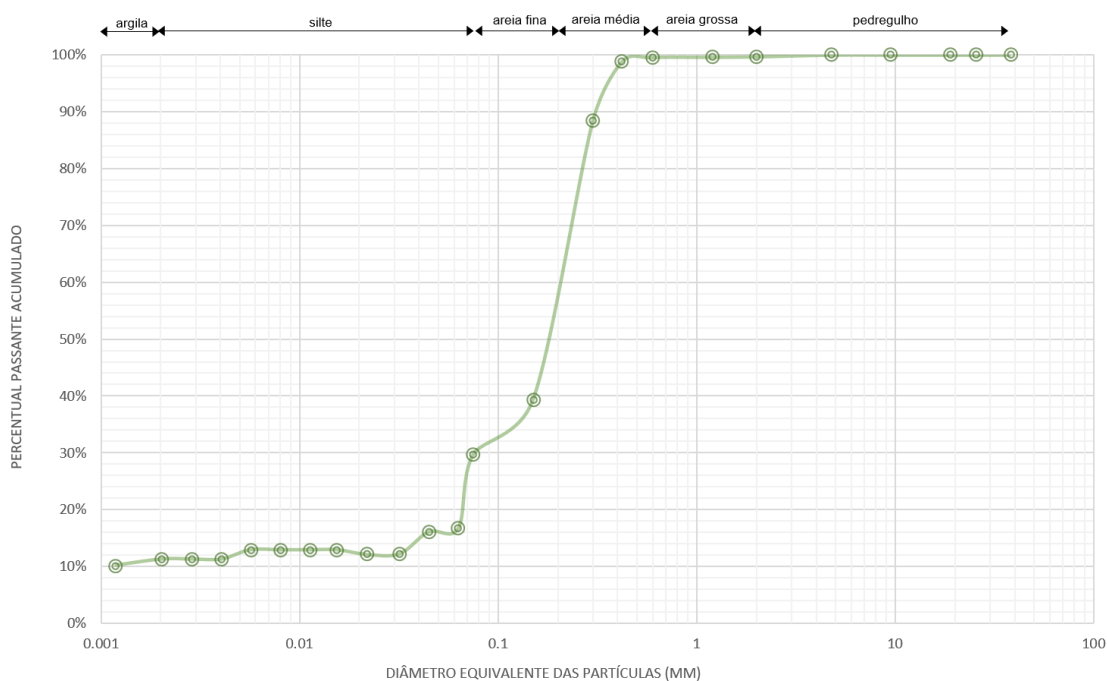
Como se pode notar pela Tabela 17, este solo não apresentou intercepto coesivo em nenhuma das duas condições avaliadas. Foram obtidos ângulos de atrito muito próximos da ordem de 28,29° para condição de pico e 28,66° para condição pós pico.

4.2.4 Floresta Branca

A amostra Floresta Branca corresponde a um solo amarelo avermelhado com textura predominantemente arenosa com densidade da ordem de 2,763 gf/cm³.

Através do ensaio de granulometria foi possível conhecer as frações que compõem este solo, sumarizadas na curva granulométrica apresentada na Figura 55.

Figura 55. Curva granulométrica – Floresta Branca



Através da curva conclui-se que este solo é composto por 12% de argila, 5% de silte, 39% de areia fina e 44% de areia média, sem presença de areia grossa.

A fim de classificar este solo, foram realizados ensaios de limite de liquidez e plasticidade, encontrando LL = 26, LP = 19,9 e IP = 6,1, ou seja, o solo apresenta baixa plasticidade.

Tabela 18. Resultados da caracterização - Floresta Branca

Solo	Unidade Geotécnica	G	LL	IP	% Argila	% Silte	% Areia	SUCS	HRB	MCT
Floresta Branca	LVd11-K2c	2,763	26	6,1	12%	5%	83%	SC	A-2-4	LA

De acordo com a classificação SUCS este solo apresentou-se como SC – areia argilosa, pelo método de classificação rodoviário A-2-4 e pela metodologia MCT LA' – areia argilosa laterítica.

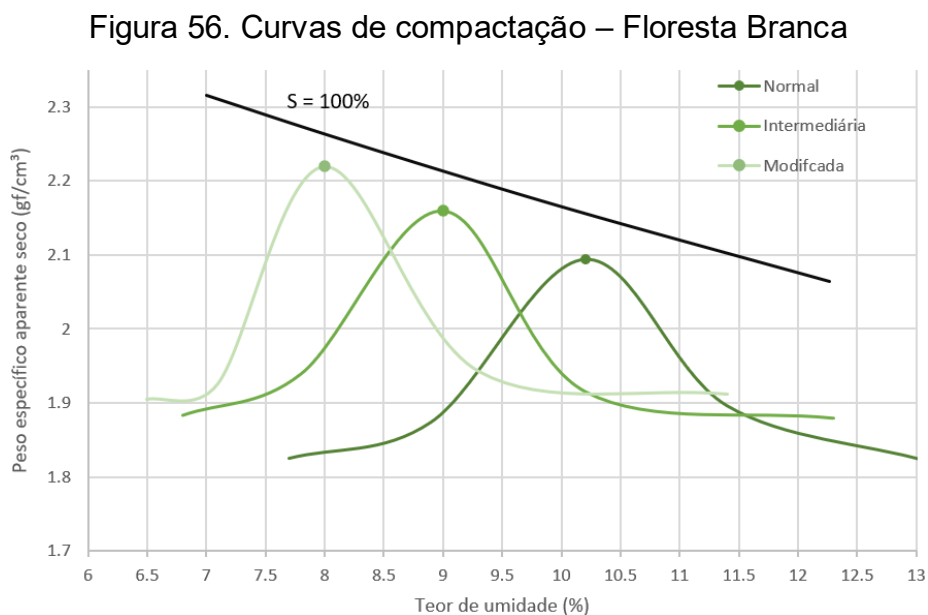
Os solos SC tendem a apresentar boa trabalhabilidade e, quando em estado compactado, tendem a ter baixa permeabilidade, resistência variando entre regular e boa e baixa compressibilidade. Suas características de drenagem, porém, tendem a ser ruins (BRITO E OLIVEIRA, 1998).

A classificação rodoviária classifica solos A-2-4 como excelentes ou bons para emprego em subleito de rodovias. O solo da amostra Floresta Branca apresentou IG = 0, considerado ótimo (CAPUTO, 2017).

A classificação MCT, de maneira geral, apresenta o solo LA' como de 1ª categoria para emprego em base de pavimento, reforço de subleito, subleito e corpo de aterro compactados, e para revestimento primário, enquanto para emprego como proteção à erosão é considerado como de 2ª categoria (VILLIBOR, 2009).

As três metodologias de classificação utilizadas mostram que o solo tende a apresentar bom comportamento para emprego em camadas de pavimentos.

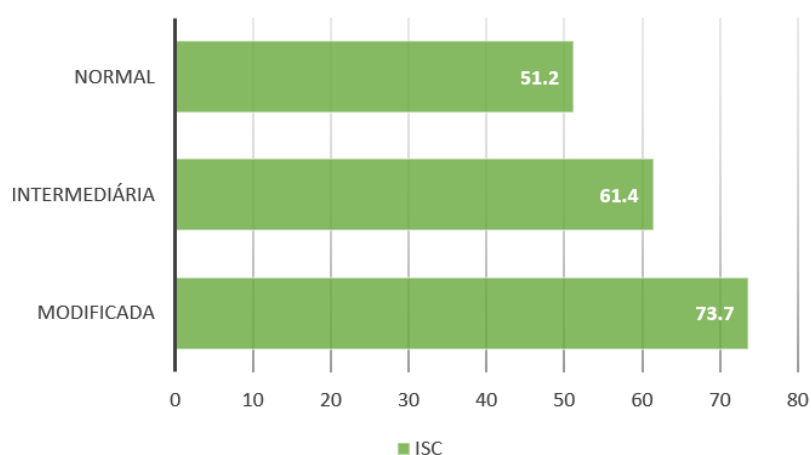
As curvas de compactação para ensaio de Proctor realizado sob as três energias e suas curvas de compactação estão representadas na Figura 56.



Quando compactado sob energia normal a umidade ótima é da ordem de 10,2% e o peso específico aparente seco máximo de 2,094 gf/cm³. Quando compactado sob energia intermediária este solo apresentou umidade ótima de 9% e peso específico seco máximo de 2,160 gf/cm³. Sob energia modificada apresentou umidade ótima de 8% e peso específico seco aparente máximo de 2,220 gf/cm³.

A execução do ensaio de índice de suporte Califórnia também ocorreu sob as três energias de compactação com a finalidade de se avaliar ao todo o suporte do solo. Ao aumentar a energia de compactação empregada, o ISC do solo também aumentou, como demonstrado no gráfico da Figura 57. O solo da amostra Floresta Branca ainda apresentou expansão de 0,65% sob energia normal, 0,61% sob energia intermediária e 0,56% sob energia modificada.

Figura 57. Variação do ISC com a energia de compactação – Floresta Branca



Este solo apresentou ISC = 51,2% sob energia normal; ISC = 61,4% sob energia intermediária e ISC = 73,7% sob energia modificada, sendo a amostra de maior suporte analisada no trabalho até então.

Considerando as exigências do DNIT (2006) quanto ao índice de suporte Califórnia apresentado pelos solos para emprego em pavimento, este solo pode ser utilizado, qualquer que seja a energia de compactação, para camadas de subleito, reforço de subleito e sub-base. Não alcançando, porém, o ISC mínimo e expansão máxima exigidos para camadas de base.

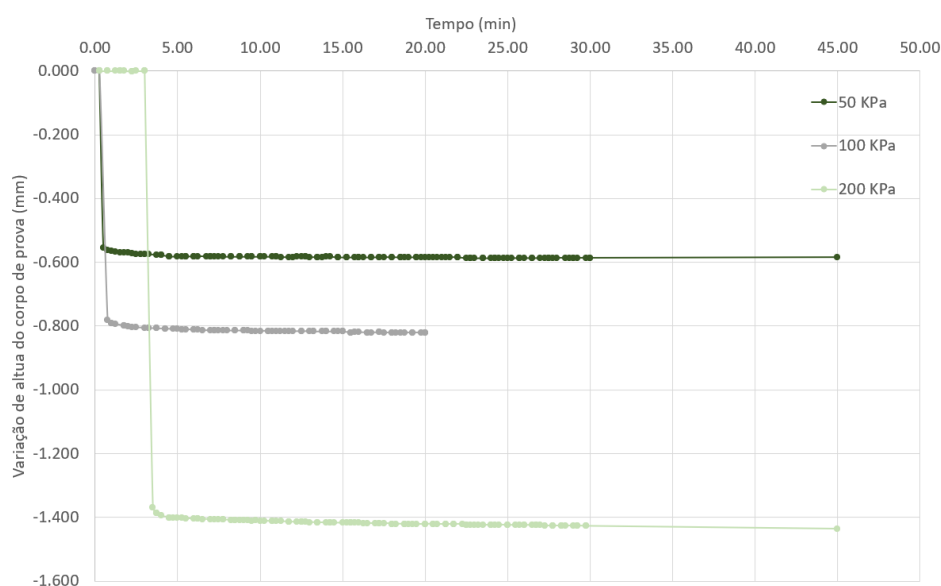
Os índices físicos dos corpos de prova dos solos da amostra Floresta Branca para o ensaio de cisalhamento direto estão demonstrados na Tabela 19. Através desta tabela é possível notar que não há variação considerável dos índices físicos entre os corpos de prova.

Tabela 19. Índices físicos dos corpos de prova

Floresta Branca	$W_{nat}(\%)$	$\gamma_{nat} (kN/m^3)$	$\gamma_d (kN/m^3)$	e	S_r
1 (50KPa)	9,67	20,53	18,72	0,476	0,56
2 (100KPa)	9,93	21,24	19,32	0,430	0,64
3 (200KPa)	10,10	21,50	19,53	0,415	0,67

A Figura 58 demonstra graficamente o processo de consolidação dos corpos de prova da amostra Floresta Branca sob as tensões normais de 50 KPa, 100 KPa e 200 KPa. Pode-se considerar pelo gráfico que a ocorrência da consolidação se dá de maneira bastante rápida.

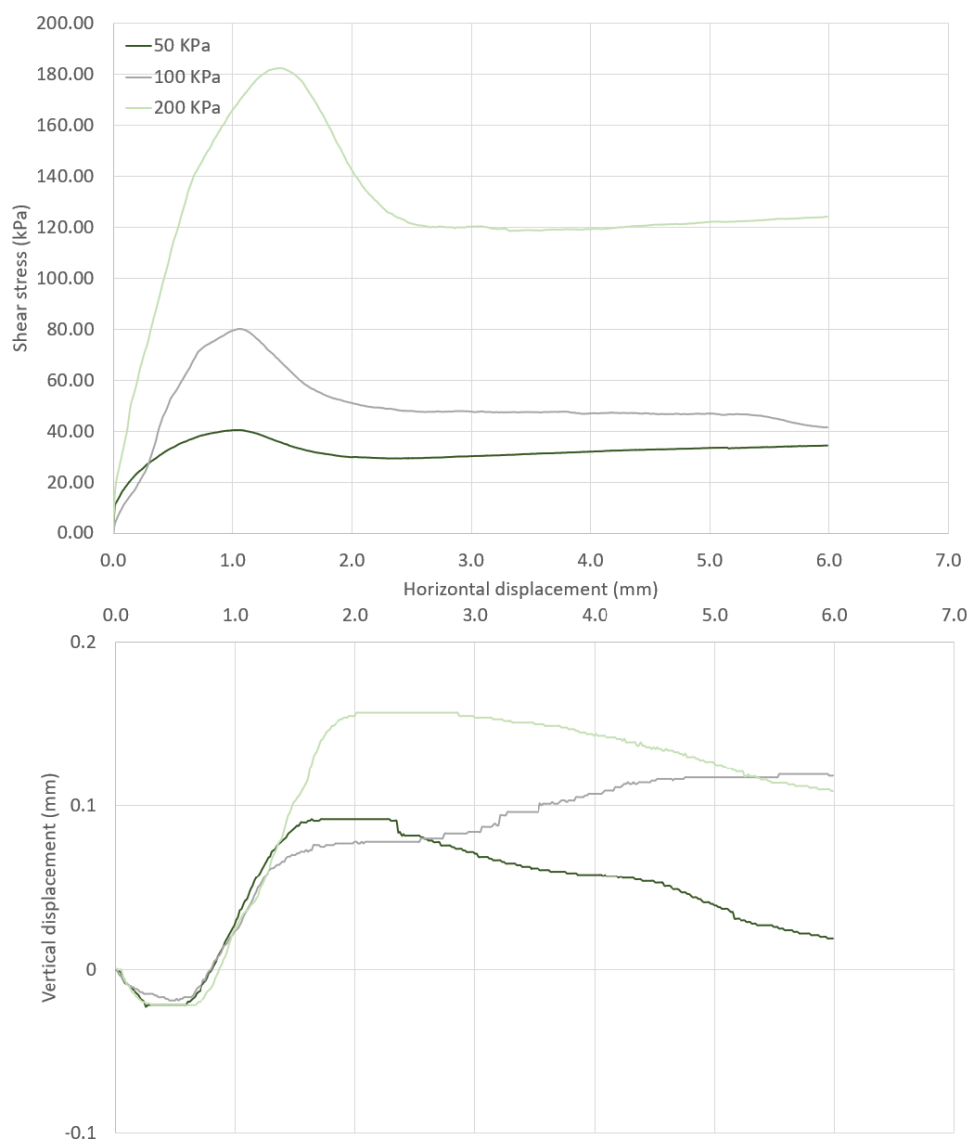
Figura 58. Curva de consolidação dos corpos de prova Floresta Branca



Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados sob tensões normais efetivas de 50 KPa, 100 KPa e 200 KPa. A figura 62 mostra as curvas de tensão cisalhante mobilizada x deformação horizontal e deslocamento vertical x deformação horizontal.

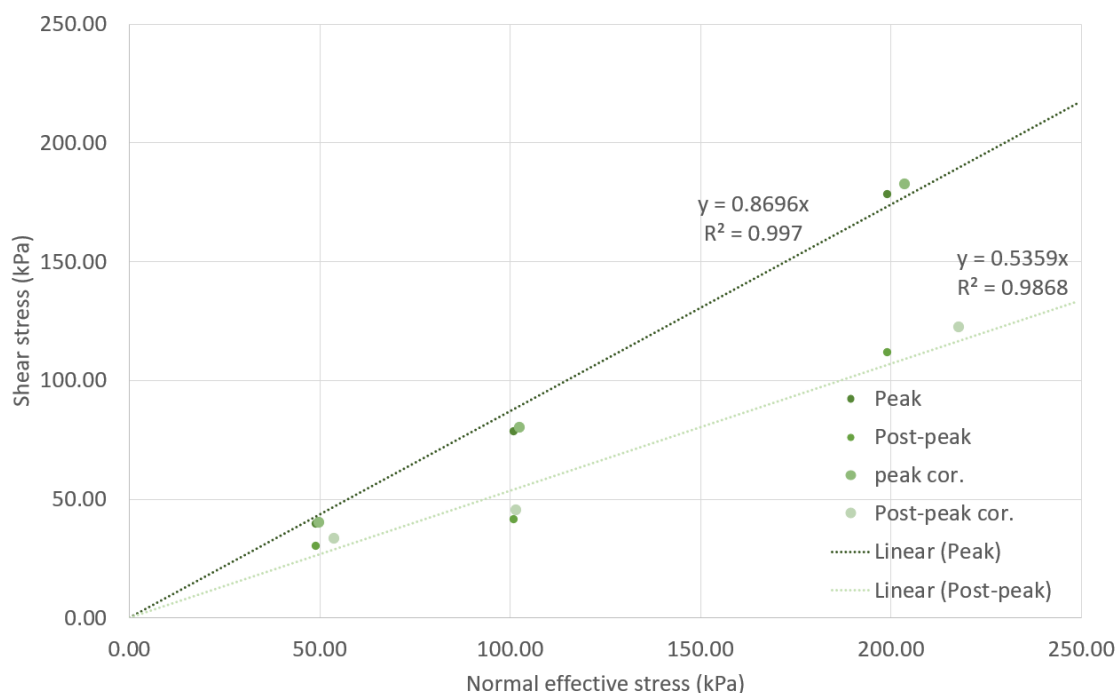
Por meio da Figura 59, nota-se que os corpos de prova ensaiados sob tensão normal efetiva de 100 KPa e 200 KPa apresentaram pico de resistência, enquanto no corpo de prova ensaiado a 50 KPa o pico de resistência é bastante sutil. Além disso, nota-se que os três corpos de prova apresentaram comportamento contrativo seguido de dilatação.

Figura 59. Curvas de tensão x deformação dos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova Floresta Branca



A partir das curvas tensão-deformação foi possível construir envoltórias de ruptura para o solo ensaiado em condições de pico e pós pico como representado na Figura 60.

Figura 60. Envoltórias de ruptura do solo Floresta Branca



As envoltórias apresentam diferença devido aos picos de resistência. Quanto aos parâmetros de resistência que as envoltórias fornecem, nota-se que este solo não apresentou intercepto coesivo, e o ângulo de atrito para condição de pico foi bastante diferente do de pós pico, sendo da ordem de $41,01^\circ$ e $28,18^\circ$ respectivamente. Os parâmetros de resistência estão sumarizados na Tabela 20.

Tabela 20. Parâmetros de resistência do solo Floresta Branca

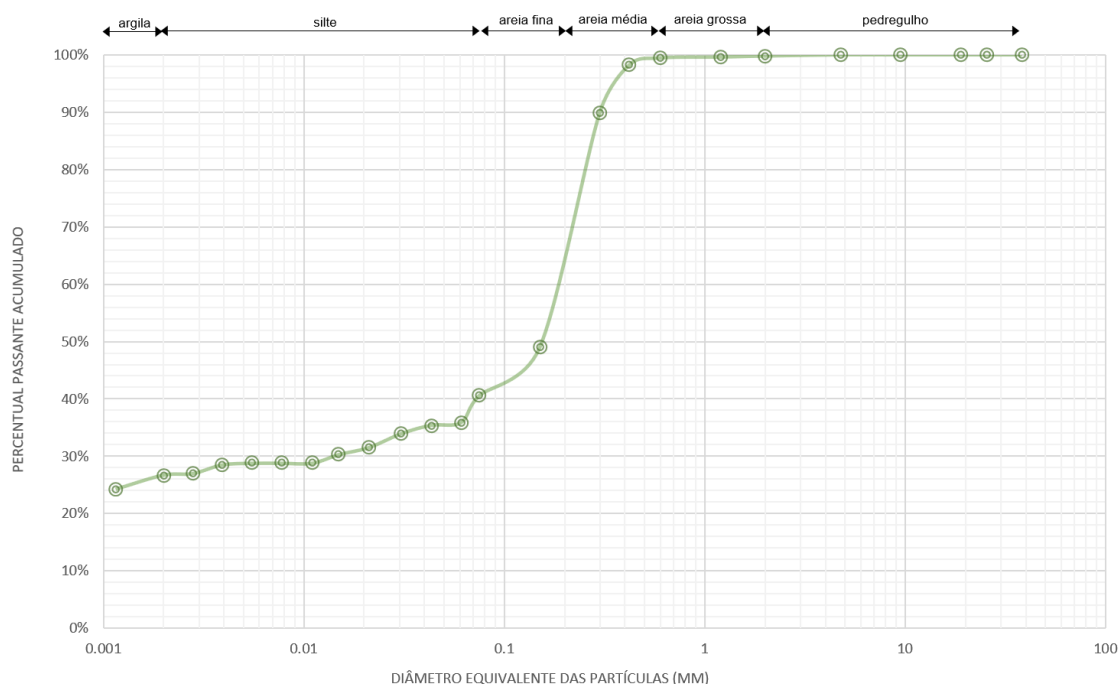
Condição	Intercepto coesivo (c')	Ângulo de atrito (φ)
Pico (peak)	0	$41,01^\circ$
Pós pico (post-peak)	0	$28,18^\circ$

4.2.5 Iguatemi

Na caracterização tátil-visual o solo da amostra Iguatemi apresentou coloração avermelhada e textura predominantemente arenosa, com presença de argila. O solo tem densidade dos grãos da ordem de $2,731 \text{ gf/cm}^3$.

Através do ensaio de granulometria foi possível identificar as frações texturais que compõem o solo, mostradas na curva da Figura 61.

Figura 61. Curva de granulometria – Iguatemi



Este solo é composto por 27% de argila, 9% de silte, 27% de areia fina e 37% de areia média, não contendo areia grossa.

Foram executados os ensaios de limite de consistência para que se pudesse classificar o solo desta amostra. Os resultados obtidos foram $LL = 28,6$, $LP = 25,6$ e, portanto, $IP = 3$. Este solo é considerado de plasticidade leve.

Tabela 21. Resultados da caracterização – Iguatemi

Solo	Unidade Geotécnica	G	LL	IP	% Argila	% Silte	% Areia	SUCS	HRB	MCT
Iguatemi	LVD11-K2c	2,731	28,6	3	27%	9%	64%	SC	A-4	LA

Aplicando os índices de consistência e os resultados obtidos pela granulometria aos métodos classificatórios clássicos, SUCS e rodoviário, pode-se classificar este solo como SC e A-4 respectivamente. Pela metodologia MCT este solo foi classificado como LA' – areia argilosa laterítica.

Solos de classificação SC pelo sistema SUCS tendem a ser bons no emprego em camadas dos pavimentos, pois apresentam boa trabalhabilidade e quando compactados sua tendência é de baixa permeabilidade, resistência variando de regular a boa e compressibilidade baixa. Porém tendem a apresentar más características de drenagem (BRITO E OLIVEIRA, 1998).

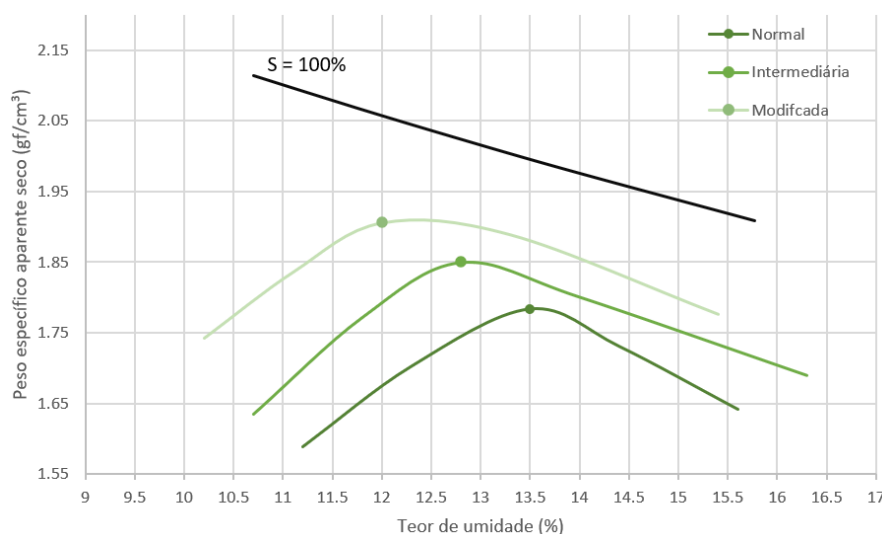
Pela metodologia rodoviária, solos A-4 tendem a apresentar característica regular para emprego em subleito de pavimentos. O índice de grupo apresentado por este solo foi de 1, mesmo que pela classificação este valor seja muito bom, a predominância de areia no solo impede que sua plasticidade seja maior para alcançar um IG maior (CAPUTO, 2017).

A classificação MCT apresenta os solos LA' com boa tendência para aplicação em base de pavimento, reforço de subleito, subleito e corpo de aterro compactados e como revestimento primário, sendo de 1ª categoria para tais usos. Porém devido à predominância de areia, é 2ª categoria para proteção à erosão.

Pode-se notar então que as classificações divergem quanto à boa qualidade de aplicação deste solo em camadas dos pavimentos.

O ensaio de compactação neste solo foi executado sob as três energias de compactação e suas curvas estão apresentadas na Figura 62.

Figura 62. Curvas de compactação - Iguatemi

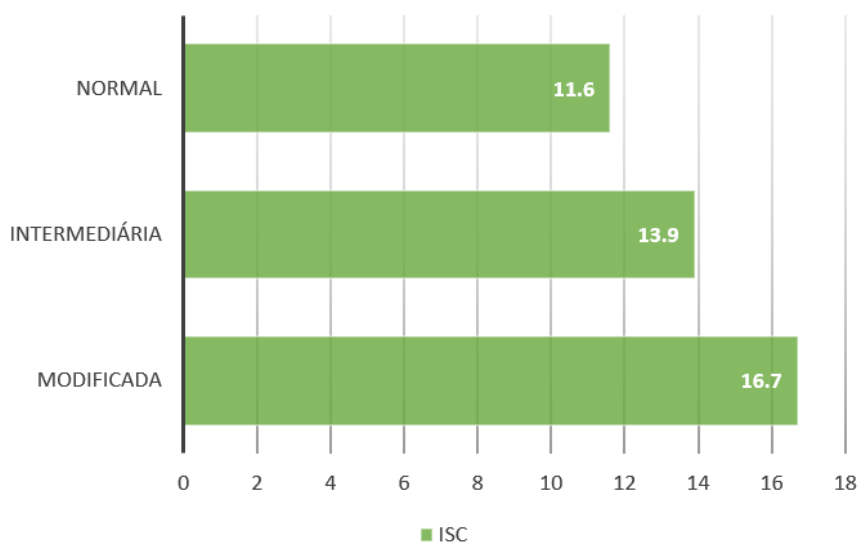


O solo apresentou umidade ótima de 13,2% e peso específico seco aparente máximo de 1,784 gf/cm³ sob energia normal, umidade ótima de 12,8% e peso específico seco aparente máximo de 1,850 gf/cm³ quando compactado sob energia intermediária. Sob energia modificada a umidade ótima é de 12% e o peso específico seco máximo de 1,906gf/cm³.

O ensaio de índice de suporte Califórnia também foi realizado sob as três energias de compactação. Pode-se perceber que quanto maior a energia de

compactação, maior o ISC apresentado pelo solo, como já esperado. Os resultados são mostrados na Figura 63. A expansão do solo da amostra Iguatemi foi 0,87% sob energia normal, de 0,83% sob energia intermediária, e 0,78% sob energia modificada

Figura 63. Variação de ISC com a energia de compactação - Iguatemi



Segundo exigências do DNIT (2006) este solo poderia ser empregado em subleito, uma vez que o ISC mínimo para esta camada é 2% e expansão < 2%. A norma DNIT 138/2010 ES recomenda que os solos aplicados no reforço do subleito tenham maior suporte que os do subleito. Assim, desde que cumpram este requisito, podem ser utilizados, porém como os índices de suporte Califórnia são baixos pode não ser recomendado.

Quanto seu emprego em camadas de sub-base e base, são extremamente não recomendados, uma vez que a exigência do DNIT é que o ISC dessas camadas seja ao menos de 20% com expansão < 1% e 80% com expansão < 0,5% respectivamente, não tendo sido alcançado valores satisfatórios sob nenhuma das energias aplicadas.

Para as amostras Iguatemi, os resultados dos ensaios de cisalhamento executados não se apresentaram consistentes e, portanto, não serão demonstrados.

4.3 Discussão dos resultados

Todas as amostras, com exceção da Caseiro, apresentaram-se como solos granulares, compostos predominantemente por areia e com maior presença de argila na fração fina. A amostra Caseiro foi a única a apresentar considerável presença de argila, possuindo pequena diferença entre as frações de argila e areia.

Consequentemente a plasticidade das amostras granulares variaram entre leve e baixa enquanto a plasticidade da amostra Caseiro se apresentou alta.

Notou-se uma uniformidade nas classificações dos solos, uma vez que a caracterização física das amostras não apresentou grandes diferenças. Os solos das amostras Morumbi, Junqueira, Floresta Branca e Iguatemi foram classificadas, de acordo com o sistema SUCS, como SC – areia argilosa e segundo a metodologia MCT como LA – areia argilosa laterítica.

A classificação rodoviária também apresentou uniformidade para as amostras Morumbi, Junqueira e Floresta Branca, classificando-as como solos A-2-4, já a amostra Iguatemi foi classificada como A-4.

A classificação da amostra Caseiro foi bastante diferente das demais, sendo considerada pelo sistema SUCS como CH – argila de alta compressibilidade, pelo sistema rodoviário como A-7-5 e pela metodologia MCT como LG' – argila arenosa laterítica.

Pode-se perceber também, ainda quanto às classificações, que a metodologia MCT indicou comportamento laterítico em todas as amostras. A Tabela 22 concentra um resumo de granulometria e classificação das amostras.

Tabela 22. Granulometria e classificação das amostras

Solo	Unidade Geotécnica	G	LL	IP	% Argila	% Silte	% Areia	SUCS	HRB	MCT
Morumbi	LVd11-K2c	2,689	21	4	16%	7%	77%	SC	A-2-4	LA
Junqueira	LVd11-K2c	2,684	29	6	17%	4%	79%	SC	A-2-4	LA
Caseiro	LVd3-K2c	2,797	60,5	28	41%	13%	46%	CH	A-7-6	LG'
Floresta Branca	LVd11-K2c	2,763	26	6,1	12%	5%	83%	SC	A-2-4	LA
Iguatemi	LVD11-K2c	2,731	28,6	3	27%	9%	64%	SC	A-4	LA

Pode-se notar, pela Tabela 22, que esperava-se encontrar para a amostra Caseiro um solo com mais argila devido à unidade geotécnica em que

ele se encontrava e realmente foi o que aconteceu. Os demais solos que apresentaram características e classificações semelhantes, também estavam de acordo com o esperado considerando as unidades geotécnicas em que se encontravam.

No que tange a aplicabilidade dos solos, pode-se notar para todas as amostras, com exceção da amostra Iguatemi, que todas as metodologias classificatórias convergiam quanto às boas ou más tendências do solo para seu emprego em camadas de corpo de aterro, subleito e reforço do subleito compactados.

A amostra Iguatemi, portanto, mostra boas perspectivas de aplicabilidade quanto à classificação do sistema SUCS e da metodologia MCT. Porém, quanto às classificações de aplicabilidade em subleito do sistema rodoviário, a amostra divergiu do que se esperava encontrar.

Segundo Caputo (2017), solos A-4 tendem a apresentar $IG > 8$ considerado ruim, porém o solo da amostra Iguatemi, apesar de classificado como A-4 apresentou um ótimo índice de grupo. Pela classificação A-4 este solo não é recomendado seu emprego em camadas do subleito, já seu IG caracteriza um solo excelente para tal aplicabilidade.

Esta divergência pode ser justificada pelo fato de o solo da amostra Iguatemi ser laterítico. São situações como esta que levaram ao desenvolvimento da classificação MCT.

A exigência do DNIT para solos que compõem camada de subleito é que apresentem $ISC > 2\%$ e expansão $< 2\%$, sendo assim, todos os solos estudados podem compor esta camada independente da energia de compactação empregada. Quanto ao emprego deles no subleito, pela norma DNIT 138/2010 ES, o DNIT exige que o solo possua características superiores ao solo do subleito, portanto todos os solos estudados também podem ser empregados, e, para mais segurança, uma alternativa é que se utilize uma energia de compactação maior do que empregada no subleito.

Para as camadas de sub-base dos pavimentos, a exigência do DNIT é que os solos apresentem $ISC > 20\%$ e expansão $< 1\%$. Neste caso apenas os solos das amostras Morumbi, Junqueira e Floresta Branca podem ser utilizados sob aplicação de qualquer uma das energias de compactação. Já os solos das

amostras Caseiro e Iguatemi não atingiram o suporte mínimo exigido pelo DNIT, não sendo recomendado seu emprego a camada de sub-base.

Como exposto na seção 2.1 deste trabalho, os pavimentos flexíveis ainda contam com a camada de base. Para esta camada o DNIT apresenta exigências ainda mais rigorosas com ISC mínimo de 80% e expansão mínima de 0,5%. Nenhum dos solos estudados apresentaram suporte e expansão que satisfizessem essa condição sob aplicação de nenhuma das três energias de compactação, sendo completamente não recomendado o emprego de quaisquer destes solos na construção desta camada.

A Tabela 23 apresenta de forma mais clara as conclusões acerca do emprego dos solos das amostras avaliadas, para cada camada do pavimento, segundo resultado de ISC.

Tabela 23. Recomendação de emprego dos solos segundo resultados de ISC

Amostra	Subleito	Reforço do subleito	Sub-base	Base
Morumbi	✓	✓	✓	✗
Junqueira	✓	✓	✓	✗
Caseiro	✓	✓	✗	✗
Floresta Branca	✓	✓	✓	✗
Iguatemi	✓	✓	✗	✗

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com amostras compactadas sob energia intermediária. Quando coletados sob a forma deformada e posteriormente compactados, estes solos perdem a parcela de resistência devida à coesão que se dá por cimentação. Assim, o intercepto coesivo apresentado por amostras como as utilizadas deve-se ao ajuste linear de envoltórias que tendem a ser curvilíneas e aos efeitos de dilatância. Em qualquer caso não se recomenda atribuir sentido físico a este intercepto coesivo.

De maneira geral todas as amostras cujos resultados foram conclusivos, consolidaram-se de maneira praticamente instantânea e apresentaram picos de resistência, principalmente para os corpos de prova ensaiados a tensões mais altas. Os corpos de prova da amostra Morumbi apresentaram picos muito sutis,

o que é explicado pelo fato de esta amostra apresentar predominância de areia fina. A amostra Caseiro não apresentou picos de resistência por ser um solo predominantemente fino. A ocorrência dos picos de resistência mais claros nos solos mais arenosos corrobora a ideia de que os mesmos se devem ao fenômeno de dilatância.

Nos solos granulares pode-se observar pelas curvas de tensão x deformação e deslocamento vertical x deslocamento horizontal, a presença do fenômeno de dilatância, que ocorre a partir da necessidade dos grãos de areia se desencaixarem uns dos outros para que o cisalhamento ocorresse, causando assim uma expansão e, conseqüentemente, os picos de resistência observados.

Devido a esses picos, duas envoltórias de ruptura foram geradas, uma para condição de pico e outra para condição de pós pico. Nas amostras onde os picos de resistência foram suaves, ou inexistentes, percebeu-se que os ângulos das envoltórias foram parecidos.

Esses ângulos formados pelas envoltórias são os ângulos de atrito do solo. A Tabela 24 demonstra de maneira mais sucinta os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 24. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto

Amostra	Morumbi	Junqueira	Caseiro	Floresta Branca	Iguatemi
Ângulo de atrito de pico (φ)	26,12°	27,82°	28,90°	41,01°	inconclusivo
Ângulo de atrito de pós-pico (φ)	26,39°	28,40°	28,66°	28,18°	inconclusivo
Intercepto coesivo de pico (c')	4,23 KPa	25,1 Kpa	0	0	inconclusivo
Intercepto coesivo de pós-pico (c')	0	0	0	0	inconclusivo

Através dos dados reunidos na Tabela 19, pode-se concluir que a amostra Floresta Branca foi a que apresentou maior resistência ao cisalhamento por apresentar o maior ângulo de atrito. Quanto à condição de pós pico, a amostra Morumbi se mostrou a menos resistente, porém todas apresentaram valores semelhantes.

5. CONCLUSÕES

De maneira geral os solos que compuseram o presente estudo apresentaram a mesma classificação de areia argilosa, com exceção da amostra Caseiro que foi classificada como argila arenosa. Os solos de todas as amostras apresentaram comportamento lateríticos, sendo que na amostra Iguatemi, devido à divergência entre as tendências de aplicabilidade, o comportamento lateríticos se apresentou mais intenso que nas demais.

Observando as classificações e unidades pedológicas que se esperavam encontrar em cada ponto, pode-se notar que o mapa geotécnico desenvolvido neste trabalho se mostrou bastante fiel à realidade.

Os valores de ISC dos solos das amostras indicaram que todas elas podem ser utilizadas em camadas menos solicitadas do pavimento, como subleito e reforço de subleito, porém apenas as amostras Morumbi e Floresta Branca apresentaram um ISC satisfatório para camada de sub-base. Para aplicação em base de pavimentos flexíveis, nenhum dos solos estudados apresentou ISC suficiente.

Os solos das amostras que obtiveram resultados conclusivos no ensaio de cisalhamento direto, de maneira geral, apresentaram picos de resistência, mesmo que sutis, apenas a amostra mais fina (Caseiro) não apresentou picos de resistência. Os solos apresentaram boa resistência ao cisalhamento, considerando os ângulos de atrito, tendo sido eles bastante parecidos para condição de pico e pós pico. Apenas a amostra Floresta Branca apresentou um ângulo de atrito consideravelmente mais alto para situação de pico.

Como pontua Dias (1987), este mapeamento e análise laboratorial dos solos é bastante relevante para os profissionais de planejamento de obras, uma vez que se apresenta uma descrição dos materiais existentes na área estudada, bem como parâmetros de comportamento geomecânico deles, que podem ser levados em consideração ao se projetar fundações e determinar jazidas de obras de pavimentação, por exemplo.

Os resultados apresentados neste trabalho podem contribuir com a expansão da infraestrutura rodoviária na região estudada do estado, primeiramente por proporcionar aos engenheiros de planejamento e projeto maior facilidade em conhecer os tipos de solos presentes no local estudado e seus parâmetros de comportamento. Além disso, o trabalho aponta a presença de solos lateríticos nesta região, que podem ser mais profundamente estudados tendo em vista projetos de pavimentos de baixo custo para localidades onde o tráfego é menos intenso.

Trabalhos futuros podem acrescentar ao conhecimento adquirido nesta pesquisa, continuando-a por meio da realização de trabalhos nestes solos que incluam ensaios de cisalhamento direto realizados em corpos de prova compactados sob energia normal e modificada. São ainda sugestões de trabalhos futuros, aprofundar-se nos ensaios realizados nos solos lateríticos que compuseram esta pesquisa, como por exemplo, difração de raio-x e módulo de resiliência.

REFERÊNCIAS

- ABGE. **Geologia de engenharia**. Editores Antônio Manoel dos Santos Oliveira, Sérgio Nertan Alves de Brito. São Paulo - ABGE. 1998.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de Liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo -Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Solos e Rochas - Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9603**: Sondagem a trado. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895**: Solo – Índice de Suporte Califórnia – método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- BERNUCCI, Leidi Bariani *et al.* **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. 3. ed. Rio de Janeiro: Petrobras: Abeda, 2010.
- BRASIL. IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Conheça o Brasil - território**: clima. Cima. Disponível em: <https://educa.ibge.gov.br/jovens/conheca-o-brasil/territorio/20644-clima.html#:~:text=Há%20três%20tipos%20de%20clima,e%20com%20chuvas%20menos%20regulares>. Acesso em: 13 jun. 2022.
- BRASIL. Ministério de Minas e Energia. **Carta do geológica do Brasil ao milionésimo: Campo Grande folha SF.21**. 2004.
- BRASIL. Ministério de Agricultura, pecuária e abastecimento. **Agropecuária Brasileira em números**. 20/05/2022.
- BRITO, Laís Costa; PARANHOS, Haroldo da Silva. **Estabilização de Solos**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Edição 06. Ano 02, Vol. 01. pp 425-438, setembro de 2017. ISSN:2448-0959. Disponível em: <<https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/estabilizacao-de-solos>>. Acesso em 27 de junho de 2022.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

DAS BRAJA, M. e SOBHAN, Khaled. **Fundamentos da Engenharia geotécnica**. Tradutoras: Livia Koepl e Priscila Rodrigurss Lopes; revisora técnica: Roberta Bomfim Boszczowski. São Paulo: Cengage, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **DNER 093**: Solo - Determinação da Densidade Real. Brasília: DNER, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **DNER 049**: Solo - Determinação do Índice de Suporte Califórnia (método de ensaio). Brasília: DNER, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT 138 - ES**: Pavimentação - Reforço do subleito - Especificação de Serviço. Rio de Janeiro: DNIT, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação**. Rio de Janeiro: DNIT, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **Manual de Implantação básica**. 3. Ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2010.

EBELING, Aderson Gilvani *et al.* **Atributos físicos e matéria orgânica de organossolos háplicos em distintos ambientes no Brasil**. 2013. 12 f. Tese (Doutorado) - Curso de Agronomia, Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

EMBRAPA (Brasil). **Argissolos**. Disponível em: <https://www.embrapa.br/solos/sibcs/classificacao-de-solos/ordens/argissolos>. Acesso em: 13 jun. 2022.

EMBRAPA (Brasil). **Latossolos**. Disponível em: <https://laborsolo.com.br/analise-quimica-de-solo/conhecendo-os-solos-brasileiros-latossolos> Acesso em: 13 jun. 2022.

EMBRAPA (Brasil). **Organossolos**. Disponível em: <https://www.embrapa.br/solos/sibcs/classificacao-de-solos/ordens/organossolos>. Acesso em: 13 jun. 2022.

FORTES, Rita Moura. MERIGHI, J. V. e NETO, A. Z. **Método das pastilhas para classificação expedita de solos tropicais**. Universidade Presbiteriana Mackenzie.

FREITAS, Pedro Luiz de *et al.* Identificação e caracterização físico-química de latossolos de textura arenosa e média da região oeste da Bahia. **Caderno de Geociências**, Luis Eduardo Magalhães, v. 11, n. 1 - 2, p. 85-86, nov. 2014.

HEIDEMANN, Marcelo. **Resistência ao Cisalhamento**. Joinville: Universidade Federal de Santa Catarina, 2019.

MAFRA, Vicente. **Modelagem do ensaio de cisalhamento direto em elementos finitos**. 2018. 87 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

MATO GROSSO DO SUL. Agência Estadual de gestão e Empreendimentos. **Sonho antigo, pavimentação da ms-295 é luz no fim do túnel para moradores de Porto Morumbi**. Disponível em: <http://www.ms.gov.br/sonho-antigo-pavimentacao-da-ms-295-e-a-luz-no-fim-do-tunel-para-moradores-de-porto-morumbi/#:~:text=Com%20aproximadamente%20600%20habitantes%2C%20a%20às%20margens%20do%20Rio%20Paraná>. Acesso em 11 jun. de 2022.

MATO GROSSO DO SUL. Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Econômico, Produção Agrícola e Familiar. **Investimento de R\$ 8 bilhões em moradias, infraestrutura e saneamento levam MS a destaque nacional**. Disponível em: <http://www.ms.gov.br/investimentos-de-r-8-bilhoes-em-moradias-infraestrutura-e-saneamento-levam-ms-a-destaque-nacional-em-diversas-areas/>. Acesso em: 11 jun. 2022.

MATO GROSSO DO SUL. Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Econômico, Produção Agrícola e Familiar. **Lavouras de soja em MS devem demandar frota de 297 mil caminhões para escoamento**. Disponível em: <http://www.ms.gov.br/lavouras-de-soja-em-ms-devem-demandar-frota-de-297-mil-caminhoes-para-escoamento/>. Acesso em 11 jun. 2022.

MATO GROSSO DO SUL. Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Econômico, Produção Agrícola e Familiar. **Showtec: Área ocupada por soja no Mato Grosso do Sul deve crescer 22% em 3 anos, aponta estudo**. Disponível em: <http://www.ms.gov.br/showtec-area-ocupada-por-soja-em-mato-grosso-do-sul-deve-crescer-22-em-tres-anos-aponta-estudo/>. Acesso em 11 jun. 2022.

MATO GROSSO DO SUL. Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Econômico. **Geoambientes da Faixa de Fronteira GTNF/MS**. 2016.

MEDINA, Jaques de; MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Mecânica dos Pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2005.

MORAIS, Emanuel Ramon de. Avaliação de índices físicos, mecânicos e estruturais do solo aplicado a pavimentação. **Vetor**. Rio Grande, v.25, n.2, p. 41-55, 2015.

NOGAMI, Job Shuji e VILLIBOR, D F. **Pavimentacao de baixo custo com solos lateriticos**. Sao Paulo: Vilibor. Acesso em: 12 jul. 2022., 1995.

PINHEIRO, Rinaldo José Barbosa, DORNELES, L. E., CORREA, B. M. e CUREAU, D. **Utilização da metodologia MCT e do método das pastilhas para classificação dos solos em Ijuí/Rs**. In: XXVIII Congresso Regional de Iniciação

científica e Tecnológica em Engenharia. Universidade Regional. Rio Grande do sul. 2017.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2006.

HIGASHI, Rafael Reis. **Utilização de um SIG no desenvolvimento de um banco de dados geotécnicos do norte do estado do Rio Grande do Sul**. 2002. 155 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2022.

SOUZA, Luciana Nogueira de. **A problemática do assentamento Floresta Branca do município de Eldorado-MS**. 2014. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geografia, Universidade Federal da Grande Dourados, Dourados, 2014.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1943.

TRINDADE, Tiago Pisto da *et al.* **Compactação dos solos**: fundamentos teóricos e práticos. Viçosa: UFV, 2011.

