

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ÁDILA KALYNNE GONÇALVES SILVA

**ESTUDO DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLO COM BRITA PARA USO NA
PAVIMENTAÇÃO**

São Luís - MA

2018

ÁDILA KALYNNE GONÇALVES SILVA

**ESTUDO DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLO COM BRITA PARA USO NA
PAVIMENTAÇÃO**

Monografia apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Estadual do Maranhão – UEMA, para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Maria Teresinha de Medeiros Coelho

São Luís - MA

2018

Silva, Ádila Kalyne Gonçalves.

Estudo de estabilização de solo com brita para uso na pavimentação/ Ádila Kalyne Gonçalves Silva. – São Luís, 2018.

77 f.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2018.

Orientador: Profa. Dra. Maria Teresinha de Medeiros Coelho.

1. Estabilização de solos. 2. Solo-brita. 3. Solo-agregado. 4. Solo arenoso fino laterítico. 5. Camadas estabilizadas granulometricamente. I.Título.

CDU 625.8

ÁDILA KALYNNE GONÇALVES SILVA

**ESTUDO DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLO COM BRITA PARA USO NA
PAVIMENTAÇÃO**

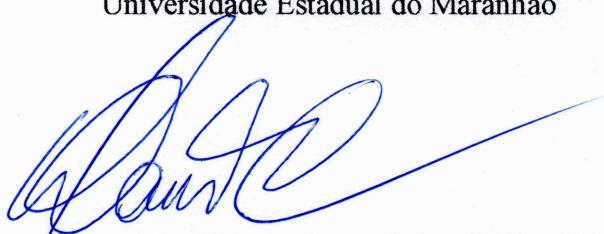
Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Estadual do Maranhão – UEMA, para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 28 / 06 / 2018

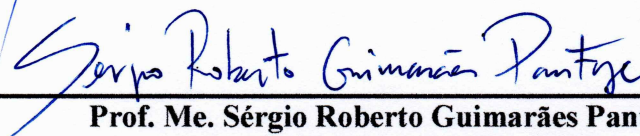
BANCA EXAMINADORA



Prof.^a Dr.^a Maria Teresinha de Medeiros Coelho (Orientadora)
Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Dr. Walter Canales Sant'Ana
Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Me. Sérgio Roberto Guimarães Pantoja
Universidade Estadual do Maranhão

Dedico a minha família , pelo apoio e o incentivo ao longo desta caminhada, e por terem me proporcionado essa oportunidade.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pois sem Ele nada disso seria possível, e é a Ele que buscamos nos momentos mais difíceis.

Agradeço em especial a minha mãe, Luzia, que sempre me apoiou e foi a base de todo o meu esforço para alcançar este objetivo, me incentivando com amor, carinho e confiança.

Agradeço a toda minha família, pelo incentivo, a paciência e a dedicação, em especial aos meus tios José Luís e João Neto, e as minhas tias, Maxmira e Socorro, que nunca mediram esforços para ajudar na minha educação.

Aos meus primos João Luís e André Luís, pela parceria, compreensão e pelo companheirismo.

Aos amigos com quem compartilhei sorrisos, aflições, longas jornadas de estudo, e uma mesa. Uma simples mesa, por onde passaram pessoas maravilhosas e com quem pude trocar conhecimento, em especial Elisandra Lobato, Letícia Torquato, Nicolás Mota e Victor Carvalho.

A Prof^a. Dr^a. Maria Teresinha e ao Prof^o. Dr^o. Walter Canales, que me deram total apoio para a realização deste trabalho, e ajudaram com dicas, sugestões, e conhecimento, oferecendo parte do seu tempo de lazer para me auxiliar.

Aos mentores que fizeram parte dessa caminhada e compartilharam do seu conhecimento comigo durante os períodos de estágio, em especial Fernanda Botão, Guilherme Oliveira, Pedro Sarubo e Geremias.

Aos voluntários e monitores do Laboratório de Solos e Pavimentação da UEMA, e ao Diretor do Curso de Engenharia Civil, João Aureliano de Lima Filho, que proporcionou avanços e melhorias ao nosso curso, procurando sempre ouvir as necessidades dos alunos em busca de qualidade para a nossa formação.

E a todos aqueles que de alguma forma me fizeram crescer durante a vida acadêmica, e contribuíram para a realização dessa etapa.

RESUMO

A estrutura de um pavimento e a sua capacidade de suporte, dependem principalmente dos materiais utilizados na sua composição, das condições de tráfego as quais são submetidos, e do clima da região. Na natureza, pode-se encontrar uma grande variedade de materiais com características que qualificam um bom desempenho para a pavimentação, e que podem ser associadas a outros materiais com diferentes propriedades em forma de camadas. Dessa forma, dependendo da solicitação de tráfego para a qual um pavimento é projetado, alguns materiais podem satisfazer ou não as condições exigíveis, o que necessariamente não o caracteriza como sendo de baixa qualidade, apenas como inadequado para uma determinada aplicação. Em situações de carência de materiais, é comum optar pela estabilização do material disponível, com a finalidade de viabilizar o empreendimento, aumentando a sua capacidade de suporte, garantindo as características desejadas, e tornando-o adequado para os fins a que se destina. Partindo desse contexto, foi realizado o estudo de estabilização de um solo arenoso fino laterítico (SAFL), classificado de acordo com a metodologia MCT como LA (areia laterítica). Inicialmente, o material apresentou resultados satisfatórios para emprego em camadas de sub-base e reforço, e no estudo, buscou-se avaliar a estabilização desse solo para uso em camadas de base quando misturado com brita nas proporções de 30%, 50% e 70% . A mistura constitui um tipo de estabilização granulométrica, e é também chamada de solo-brita ou solo-agregado. Nos resultados obtidos, pode-se concluir que as três misturas podem ser utilizadas em bases de pavimentos para tráfego leve, médio ou pesado, de acordo com as especificações de CBR e expansão.

Palavras-chave: Estabilização de solos. Solo-brita. Solo-agregado. Solo Arenoso Fino Laterítico. Camadas estabilizadas granulometricamente.

ABSTRACT

The structure of a certain pavement and its resisting load depend mainly on the materials used in its composition, the traffic conditions that it is submitted to, and the climate of the region. In nature, a great variety of materials with characteristics that determine a good performance for the paving can be found, and those materials can be associated with others with different properties in the form of layers. Thus, depending on the request for traffic to which a pavement is designed, some materials may or may not meet the required conditions, which does not necessarily characterize it as being of low quality, only as inappropriate for a particular application. In situations of lack of materials, it is common to opt for the stabilization of the available material, with the purpose of making the project feasible, increasing its support capacity, guaranteeing the desired characteristics, and making it suitable for the purposes for which it is intended. Hence, a stabilization study of a lateritic fine sandy soil (SAFL), classified according to the MCT methodology as LA (lateritic sand), was carried out. Initially, the material presented satisfactory results for use in sub-base and reinforcement layers, and in the study it was evaluated the stabilization of this soil for use in base layers when mixed with gravel in the proportions of 30%, 50%, and 70 %. The mixture constitutes a type of granulometric stabilization, which is also called "gravel soil" or "aggregate soil". In the obtained results, it can be concluded that the three mixtures can be used in pavement bases for light, medium or heavy traffic, according to CBR and expansion specifications.

Keywords: Soil stabilization. Gravel soil. Aggregate soil. Lateritic Fine Sandy Soil. Granulometrically stabilized layers.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema da seção transversal de um pavimento	19
Figura 2 - Estrutura dos tipos de pavimentos	21
Figura 3 - Distribuição de tensões no pavimento rígido e no pavimento flexível.....	22
Figura 4 - Classificação das bases e sub-bases flexíveis e semirrígidas	26
Figura 5 - Tipos de solo-agregado	28
Figura 6 - Localização da coleta da amostra de solo	30
Figura 7 - Solo coletado na Via Expressa seco ao ar	30
Figura 8 – Amostra de agregado pétreo (Brita 1) quarteeda e homogeneizada	31
Figura 9 - Representação das curvas para cada graduação.....	32
Figura 10 - Conjunto de peneiras em sequência.....	33
Figura 11 - Estados e limites de consistência	34
Figura 12 - Aparelho de Casagrande	35
Figura 13 - Adição de água a amostra de solo e alisamento da massa de solo na concha	35
Figura 14 - Execução do ensaio de determinação do limite de plasticidade	36
Figura 15 - Moldes cilíndricos utilizados no ensaio Mini-MCV e perda por imersão	37
Figura 16 – Gráfico de classificação MCT.....	38
Figura 17 - Compactador miniatura para ensaios de classificação MCT	39
Figura 18 – Moldes miniatura e acessórios utilizados no ensaio Mini-MCV	40
Figura 19 - Exemplo de conjunto de curvas do ensaio Mini-MCV.....	40
Figura 20 - Exemplo de curvas de compactação Mini-MCV	41
Figura 21 - Corpo de prova com exsudação excessiva na base.....	42
Figura 22 - Croqui do ensaio de perda de massa por imersão	42
Figura 23 – Amostra sendo colocada na máquina “Los Angeles” e tambor em rotação	44
Figura 24 - Amostras colocadas separadamente na estufa após imersão em sulfato de sódio .	45
Figura 25 - Amostra após imersão com superfície seca	46
Figura 26 - Pesagem hidrostática.....	47
Figura 27 – Aferição das dimensões do agregado utilizando paquímetro digital	48
Figura 28 - Pesagem da amostra de solo para ensaio de compactação.....	49
Figura 29 - Aferição de medidas e pesagem dos cilindros para o cálculo do volume.....	50
Figura 30 – Conjunto fixado e apoiado em base plana	50
Figura 31 - Homogeneização da amostra de solo úmido.....	51
Figura 32 - Corpo de prova rasado e pesado após a compactação	51

Figura 33 - Corpo de prova preparado para imersão	53
Figura 34 - Corpos de prova em imersão para ensaio de expansão.....	53
Figura 35 - Ensaio de penetração na máquina CBR-Marshall automática.....	54
Figura 36 - Desagregação precoce das partículas.....	59
Figura 37 – Ábaco para classificação MCT do solo estudado	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Faixas granulométrica para bases estabilizadas granulometricamente	27
Tabela 2 - Classificação da forma das partículas	48
Tabela 3 - Valores de LL, LP e IP	59
Tabela 4 - Resumo dos coeficientes obtidos para a classificação	60
Tabela 5 - Resultado da classificação do índice de forma.....	61
Tabela 6 - Resultados da compactação das misturas.....	64
Tabela 7 - Resultados do ensaio de CBR para cada mistura	66
Tabela 8 - Granulometria da Mistura A (30% brita)	73
Tabela 9 - Granulometria da Mistura B (50% brita)	73
Tabela 10 - Granulometria da Mistura C (70% brita)	73
Tabela 11 - Índice de forma.....	74
Tabela 12 - Ensaio de compactação do solo natural.....	76
Tabela 13 - Ensaio de compactação da Mistura A	76
Tabela 14 - Ensaio de compactação da Mistura B.....	77
Tabela 15 - Ensaio de compactação da Mistura C.....	77

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva granulométrica do solo utilizado	55
Gráfico 2 - Curva granulométrica da brita 1	56
Gráfico 3 - Curva granulométrica da Mistura A (30% brita)	56
Gráfico 4 - Curva granulométrica da Mistura B (50% Brita).....	57
Gráfico 5 - Curva granulométrica da Mistura C (70% Brita).....	57
Gráfico 6 - Curva de fluência - Limite de liquidez.....	58
Gráfico 7 - Curva de compactação do solo natural	62
Gráfico 8 - Curva de compactação da Mistura A - 30% brita	62
Gráfico 9 - Curva de compactação da Mistura B - 50% brita	62
Gráfico 10 - Curva de compactação da Mistura C - 70% brita	63
Gráfico 11 - Comparação das curvas de compactação obtidas	63
Gráfico 12 - Curva CBR (%) do solo natural	65
Gráfico 13 - Curva CBR (%) da Mistura A.....	65
Gráfico 14 - Curva CBR (%) da Mistura B	65
Gráfico 15 - Curva CBR (%) da Mistura C	66

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

B1 – brita 1

BGS – brita graduada simples

CBR – Califórnia Bearing Ratio

CLA - Classificação

CNT – Confederação Nacional do Transporte

Cp – corpo de prova

c' - coeficiente angular

d' - coeficiente de inclinação

Dap – densidade aparente

DER-PR – Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná

DER-SP - Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo

DNER - Departamento Nacional de Estradas e Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

ES – Especificação de serviço

e' - índice de laterização

Fc – fator de correção

h – teor de umidade do solo compactado

h_{ot} – umidade ótima de compactação

IG – índice de grupo

IP – índice de Plasticidade

IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias

ISC – Índice de Suporte Califórnia

L - leitura

LA – areia laterítica

LA' – solo laterítico arenoso

LC – limite de contração

Lcp – altura do corpo de prova

Le – altura da parte extrudada

LG' – solo laterítico argiloso

LL – limite de liquidez

LP – limite de plasticidade

LSP – Laboratório de Solos e Pavimentação

ME – Método de ensaio

MEAS_{máx} – massa específica aparente máxima do solo seco

MCT – Miniatura Compactada Tropical

MCV - Moisture Condition Value

Mo - massa de solo correspondente a porção extrudada de 10 mm

Md – massa de solo seco da porção desprendida

Mh - massa do agregado na condição saturada e superfície seca

Mi – massa seca desprendida do corpo de prova

Ms - massa da amostra seca em estufa

N – Número de tráfego

NBR – Norma Brasileira

Pi – perda de massa por imersão

PRO - Procedimento

SAFL – Solo Arenoso Fino Laterítico

SLAD – Solo laterítico-agregado descontínuo

UEMA - Universidade Estadual do Maranhão

USACE - U.S. Army Corps of Engineers

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Objetivos	18
1.1.1	Objetivo geral.....	18
1.1.2	Objetivos específicos	18
2	REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1	Introdução ao Pavimento	19
2.1.1	Camadas do pavimento	19
2.1.2	Tipos de pavimentos	21
2.2	Estabilização de Solos para Pavimentação	23
2.2.1	Estabilização mecânica	24
2.2.2	Estabilização física.....	24
2.2.3	Estabilização química.....	25
2.3	Bases e Sub-bases Estabilizadas Granulometricamente	25
2.4	Misturas de Solo Laterítico-Brita	28
2.4.1	Solo Arenoso Fino Laterítico	29
3	METODOLOGIA	30
3.1	Materiais	30
3.1.1	Solo	30
3.1.2	Brita.....	31
3.2	Ensaio Laboratoriais	31
3.2.1	Análise granulométrica	31
3.2.2	Limites de consistência	33
3.2.3	Classificação MCT	37
3.2.4	Abrasão “Los Angeles”.....	43
3.2.5	Durabilidade.....	45
3.2.6	Densidade e absorção	46
3.2.7	Índice de forma	47
3.2.8	Ensaio de Compactação	48
3.2.9	Índice de Suporte Califórnia (ISC)	52
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	55
4.1	Análise granulométrica	55
4.2	Limites de consistência	58

4.2.1 Limite de liquidez	58
4.2.2 Limite de plasticidade	58
4.2.3 Índice de plasticidade	59
4.3 Classificação MCT	59
4.4 Abrasão “Los Angeles”	60
4.5 Durabilidade	60
4.6 Densidade e absorção	61
4.7 Índice de forma.....	61
4.8 Ensaio de compactação	61
4.9 Índice de Suporte Califórnia (ISC).....	64
5 CONCLUSÕES	68
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69
APÊNDICE A – GRANULOMETRIA DAS MISTURAS SOLO-BRITA	73
APÊNDICE B – ÍNDICE DE FORMA	74
APÊNDICE C – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	76

1 INTRODUÇÃO

A pavimentação é uma área da engenharia de grande importância social e econômica nas comunidades, pois torna mais fácil e rápido o deslocamento entre pequenas e longas distâncias, impactando conseqüentemente na dinâmica comercial de um país como um todo, além de facilitar o acesso das pessoas aos serviços de educação, saúde e lazer.

Mas para que as estradas permitam passagens de cargas cada vez maiores, suportem o período das chuvas sem rompimentos, as viagens sejam mais seguras e confortáveis, e que possam também ser construídas com maior variedade de materiais de qualidade e baixo custo, é preciso desenvolver estudos de forma contínua em busca de descobertas, métodos novos e tecnologias que venham a contribuir para os avanços na pavimentação (SENÇO, 2001).

Ampliar o conhecimento sobre a variedade de materiais que podem ser utilizados como camadas estruturais do pavimento, ou misturas que garantem boa estabilidade e implicam na redução de custos com materiais, é uma forma de contribuição significativa para o sistema rodoviário, devido as melhores condições de viabilidade diante de investimentos cada vez menores na infraestrutura do país.

Segundo pesquisa realizada pela Confederação Nacional do Transporte (CNT) em 2017, a malha rodoviária brasileira possui apenas 12,3% de suas rodovias pavimentadas de um total de 1.735.621 km. Em 2017, a 21ª edição da Pesquisa CNT de Rodovias divulgou também que 61,8% dessas rodovias pavimentadas foi classificada em estado regular, ruim ou péssimo, pois apresentavam algum tipo de deficiência.

Esse cenário é reflexo de técnicas antigas, falta de manutenções preventivas, recursos de fiscalização e execução de obras insuficientes, além da falta de adequação ao surgimento de novos tipos de materiais, e da priorização de custos em detrimento da técnica, favorecendo o emprego de materiais e tecnologias de baixa qualidade que podem comprometer a estrutura do pavimento (CNT, 2017). Diante desses empasses, é de extrema importância conhecer o comportamento e a capacidade de materiais locais que minimizem custos, sem prejudicar a durabilidade das vias.

Um exemplo a ser citado, seria o da brita graduada simples (BGS), um material granular tradicionalmente utilizado nas camadas de base e sub-base desde a década de 60, segundo BERNUCCI (2006), mas que apesar das características de boa resistência e suporte, tem alto valor de mercado, e quanto maior a distância das pedreiras, maior o impacto no custo. Sendo assim, uma das alternativas seria a utilização de materiais locais que possam garantir a qualidade técnica do pavimento.

De acordo com BORRÉ (2013), o solo é um material encontrado em abundância nas margens de rodovias, mas que em seu estado natural muitas vezes não possui características suficientes para atender aos requisitos necessários à utilização nas camadas de um pavimento. A fim de melhorar a qualidade desses materiais locais, existem as técnicas de estabilização de solos que podem ser realizadas com adição de agregados ou materiais cimentantes.

No Brasil, há uma grande ocorrência de solos tropicais do tipo laterítico, e que ao longo do tempo tornaram-se objeto de estudo devido a necessidade de encontrar materiais que oferecesse vantagem competitiva. Nogami e Villibor (1995), afirmam que em uma das primeiras experiências de base com Solo Arenoso Fino Laterítico (SAFL), o trecho teria de suportar três meses e meio com tráfego pesado na construção da via Washington Luís (SP-310) em São Paulo, até que o trecho definitivo fosse executado. No entanto, após 8 meses de funcionamento, verificou-se que o trecho estava em perfeitas condições, levando a construção de novos trechos experimentais com a base de SAFL.

Com o avanço desses estudos, pode-se constatar também, que os solos lateríticos proporcionam bons resultados para a execução de bases e sub-bases de pavimentos econômicos quando estabilizados granulometricamente com agregados, e dependendo da qualidade e do comportamento do solo, podem até mesmo serem utilizados como base em seu estado natural para tráfegos do tipo muito leve, leve e médio em regiões de clima favorável (VILLIBOR e NOGAMI, 2001).

Alguns solos lateríticos, dependendo das suas características, são recomendados apenas para camadas de reforço ou sub-base. No entanto, devido a carência de materiais ou de recursos financeiros, pode ser feita a estabilização do solo laterítico fino com brita, tornando-o viável o emprego do material como base de pavimentos.

Estudos como o de Couto (2009), Borré (2013) e Viana (2013), mostram que este tipo de estabilização é viável para o uso na pavimentação quando se utilizam misturas descontínuas de SAFL e brita.

Em vista do exposto, este trabalho tem o intuito de estudar a estabilização de um solo laterítico fino, coletado na região metropolitana de São Luís, para emprego em camadas de base, misturando o solo com agregados britados em três proporções distintas, a fim de avaliar o comportamento das misturas para uso na pavimentação.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Realizar um estudo sobre a estabilização de solo com agregados britados para uso na pavimentação.

1.1.2 Objetivos específicos

- Estudar em laboratório o solo laterítico utilizado na mistura.
- Estudar a estabilização de um solo laterítico fino, a partir do melhoramento da capacidade de suporte com adição de brita, para ampliar o uso nas camadas do pavimento.
- Comparar os resultados obtidos para as misturas de solo laterítico fino com 70%, 50% e 30% de brita.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Introdução ao Pavimento

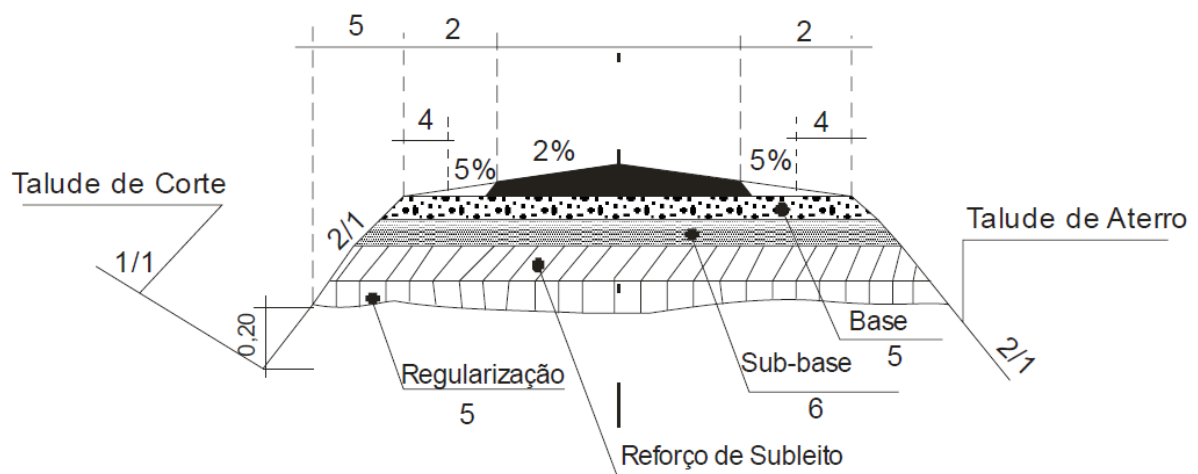
Segundo Wlastermiller de Senço (2007), o pavimento é um sistema de camadas com espessuras finitas que se alicerça sobre o subleito, um semiespaço infinito com função estrutural de uma fundação. Tal sistema é construído, técnica e economicamente, com o intuito de resistir e distribuir os esforços verticais do tráfego, proporcionar condições de mais conforto e segurança no rolamento, e resistir ao desgaste resultante de esforços horizontais.

A concepção da estrutura de um pavimento consiste em receber e transmitir esforços, de tal forma que as pressões sejam aliviadas até as camadas inferiores. Cada camada trabalha deformações compatíveis com seus materiais e sua capacidade portante, para que não venha a ocorrer processos de rupturas ou danificações precoces (BALBO, 2007).

2.1.1 Camadas do pavimento

Dentre todas as camadas possíveis que constituem a seção transversal de um pavimento, tem-se: subleito, regularização do subleito, reforço do subleito, sub-base, base e revestimento (SENÇO, 2007). A Figura 1 apresenta o esquema da seção transversal, onde cada camada possui características distintas, sendo as principais apresentadas a seguir.

Figura 1 - Esquema da seção transversal de um pavimento



Fonte: DNIT (2006).

2.1.1.1 Subleito

Para o DNIT (2006, p.106), o subleito “é o terreno de fundação do pavimento”. É caracterizado por absorver os esforços distribuídos pelo pavimento, e como as pressões exercidas reduzem com o aumento da profundidade, considera-se como subleito somente as regiões mais superficiais da seção transversal (SENÇO, 2007).

2.1.1.2 Regularização do subleito

O Manual de Pavimentação do DNIT – IPR 719 (2006) afirma que a regularização não constitui uma camada propriamente dita, mas uma operação que tem como objetivo conformar o leito no sentido transversal e longitudinal, de acordo com as notas de serviço de regularização de terraplanagem especificadas pelo projeto.

De acordo com Senço (2007), é uma camada de espessura variável e que, preferencialmente, deve ser executada em aterro, a fim de evitar cortes desnecessários em camadas já compactadas naturalmente.

2.1.1.3 Reforço do subleito

É uma camada suplementar do subleito, construída por circunstâncias técnico-econômicas, com características inferiores aos materiais empregados na camada imediatamente superior, disposta acima da camada de regularização e com espessura constante (DNIT, 2006).

2.1.1.4 Sub-base

A sub-base é construída sobre a regularização ou reforço do subleito, quando houver circunstância técnica e econômica que indique a necessidade de uma camada complementar à base (SENÇO, 2007).

2.1.1.5 Base

É a camada do pavimento destinada a resistir e distribuir para as camadas subjacentes os esforços oriundos do tráfego, construída logo abaixo do revestimento (DNIT, 2006). Dentre os materiais utilizados podem ser citados o solo estabilizado naturalmente,

misturas de solos e agregados (solo-brita), solo estabilizado quimicamente, brita graduada, brita graduada tratada com cimento, etc. (BALBO, 2007).

2.1.1.6 Revestimento

Segundo Bernucci et al. (2006), o revestimento é a camada superior caracterizada por resistir diretamente às ações do tráfego e distribuí-las às camadas inferiores do pavimento de forma atenuada, além de garantir impermeabilidade e proporcionar melhores condições de conforto e segurança da pista de rolamento.

Em geral, essa faixa das estruturas do pavimento é responsável por resistir aos esforços de compressão e tração devido à flexão, enquanto que as outras camadas ficam submetidas principalmente à compressão (BERNUCCI et al., 2006).

2.1.2 Tipos de pavimentos

De acordo com a classificação do DNIT (2006), os pavimentos podem ser flexíveis, rígidos e semirrígidos (Figura 2).

Figura 2 - Estrutura dos tipos de pavimentos



Fonte: DER/PR (2008)

2.1.2.1 Flexíveis

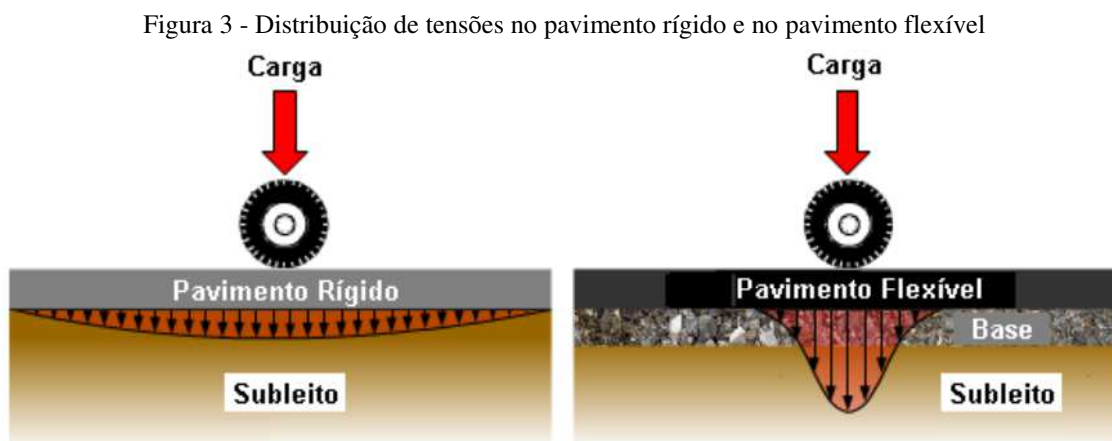
São aqueles em que todas as camadas se deformam dentro do regime elástico quando submetido ao carregamento, logo, as cargas são distribuídas em parcelas aproximadamente iguais na estrutura do pavimento, segundo a definição do DNIT (2006).

Para Bernucci et al. (2006), em geral, esta categoria é atualmente referida como pavimento asfáltico ou betuminoso, no qual as tensões se distribuem proporcionalmente à rigidez das camadas, e por não ser tão elevada como a dos pavimentos de concreto, as áreas de distribuição são mais restritas.

2.1.2.2 Rígidos

Os pavimentos rígidos são compostos por uma placa de concreto de cimento Portland como camada superficial, que pode ser armado ou não, e que geralmente é apoiada sobre sub-base de material granular ou material estabilizado com cimento, assente sobre o solo de fundação ou reforço, quando necessário (BERNUCCI et al., 2006). Dessa forma, as placas assumem função similar de revestimento e base.

Para o DNIT (2006, p. 95), é classificado como pavimento rígido “aquele em que o revestimento tem uma elevada rigidez em relação às camadas inferiores e, portanto, absorve praticamente todas as tensões provenientes do carregamento aplicado”. Nesse caso, a área onde as cargas são distribuídas alivia boa parte das tensões transmitidas às demais camadas. Na Figura 3, é ilustrada a diferença da distribuição de tensões nos pavimentos rígidos e flexíveis.



Fonte: Araújo et al. (2016).

2.1.2.3 Semirrígidos

São aqueles constituídos de base ou sub-base cimentada e revestidos por uma camada asfáltica (DNIT, 2006). Para Balbo (2007), essa composição proporciona um comportamento a meio caminho entre pavimentos flexíveis e rígidos quanto a distribuição de tensões.

2.2 Estabilização de Solos para Pavimentação

A estabilização de um solo consiste em um processo de natureza física, química, mecânica ou físico-química, que torna esse solo estável diante dos parâmetros de utilização, das ações de cargas externas e das variações climáticas. Os métodos podem incluir o tratamento de solos com ou sem aditivos para utilização em bases, sub-bases e camadas de reforço, de modo que o pavimento revestido apresente boa capacidade de suporte às cargas do tráfego (BAPTISTA, 1979; CRISTELO, 2001).

O principal objetivo da estabilização é melhorar características de resistência mecânica com a suplementação necessária, e garantir sua permanência no período de vida útil do pavimento, podendo assim reduzir custos substanciais de um empreendimento, quando as deficiências encontradas em cada situação são analisadas no âmbito técnico e econômico (MARQUES, 2006).

De acordo com Medina (1987 apud SOLIZ, 2007), quando o engenheiro se depara com solos locais que não apresentam características totais ou parciais para o atendimento de requisitos mínimos exigíveis, ele pode evitar ou contornar o terreno, remover e substituir o solo por um outro de melhor qualidade, projetar a obra para aquela situação e continuar a conviver com o problema, ou estabilizar o solo existente.

As técnicas de estabilização são uma das alternativas citadas por Santos (2009) quando se trata da escassez de materiais e longas distâncias em busca de solos com características adequadas às especificações de um certo empreendimento, que por muitas vezes pode onerar ou até mesmo inviabilizar a obra.

Senço (2007) afirma que, diante das vantagens econômicas do uso de materiais locais, os estudos para localização de jazidas e materiais complementares de estabilização, por mais simples que sejam, representam uma das atividades mais importantes no meio da pavimentação.

Na literatura é possível encontrar uma grande variedade de métodos de estabilização de solos, dentre eles a estabilização mecânica, granulométrica, química, elétrica, térmica, e outros métodos especiais como: solos reforçados com geossintéticos, colunas solo-cal, colunas solo-brita, solo pregado, compactação dinâmica, drenos verticais de areia, jet grouting, compaction grouting, micro estacas, etc. (MARQUES, 2006).

Entre os métodos convencionais, destacam-se três: mecânico, físico e químico, que podem ser aplicados separadamente ou combinados entre si (CRISTELO, 2001; SOLIZ, 2007).

2.2.1 Estabilização mecânica

A estabilização mecânica pode ser realizada por compactação ou por correção granulométrica. Na compactação, o ganho de resistência mecânica está associado a redução do volume de vazios, que se dá pela modificação do arranjo das partículas do solo a partir da aplicação de uma energia mecânica. Esse é um dos métodos mais comuns na pavimentação, e é parte integrante da execução de praticamente todos os outros processos (BRITO et al., 2017; SANTOS, 2009; VILLIBOR, 1982).

De acordo com Cristelo (2001), a preocupação constante com o índice de vazios se deve ao fato de que alguns solos com estruturas do tipo colmeia acumulam água nos vazios, diminuindo as forças de contato grão-grão, provocando o deslizamento de umas em relação as outras, criando uma certa instabilidade no solo e podendo apresentar comportamento colapsível. A compactação adequada além de aumentar a densidade do solo com o preenchimento de vazios, inibe a percolação da água e a erosão, aumenta a durabilidade, a compacidade e a resistência mecânica (SANTOS, 2012).

Na estabilização mecânica por correção granulométrica, ocorre a combinação e a mistura de solos em proporções adequadas para se obter um solo estável, onde a resistência depende do contato grão-grão. Dessa forma, a dimensão e o formato dos grãos influenciam nas superfícies de contato para transmissão de esforços, e na proporção em que os espaços vazios vão sendo preenchidos entre os grãos maiores com material fino, o solo ganha estabilidade pelo travamento desses grãos (VILLIBOR, 1982). Esse foi o tipo de estabilização utilizado no estudo, considerando a mistura de solo laterítico fino e agregado pétreo.

2.2.2 Estabilização física

Neste tipo de estabilização, as propriedades do solo são alteradas por eletricidade ou ações térmicas. A estabilização térmica e a estabilização por eletro-osmose, por exemplo, são métodos pouco difundidos, que têm sido alvo de pesquisas e avanços técnicos a fim de melhorar a eficácia dos procedimentos, pois ainda não são considerados economicamente viáveis (CRISTELO, 2001).

Como estabilização térmica, existem os tratamentos por aquecimento e por congelamento. Enquanto que, a eletro-osmose funciona como estabilização elétrica, e consiste na passagem de corrente elétrica pelo solo quando são colocados dois eletrodos, a fim de direcionar a percolação de água (CRISTELO, 2001).

2.2.3 Estabilização química

Segundo Santos (2012, p.10), a estabilização química “refere-se ao procedimento no qual uma quantidade de material químico qualquer (aditivo) é adicionada ao solo natural, para melhorar uma ou mais de suas propriedades de engenharia”. Entre os estabilizantes empregados na pavimentação, tem-se: cimento Portland, cal, betumes, pozolanas, resinas, entre outros.

No caso de misturas estabilizadas quimicamente com cimento Portland, Bernucci et al. (2006) afirma que podem se dar de duas formas dependendo da finalidade, pois quando se trata de enrijecimento significativo, onde as porcentagens adicionadas ficam em torno de 5%, a mistura é denominada solo-cimento; e no caso de melhorias parciais, empregando na ordem de 3%, a mistura é denominada de solo melhorado com cimento, utilizada principalmente quando o objetivo é melhorar a trabalhabilidade e a plasticidade do solo.

O solo-cal é uma mistura que, assim como as misturas com cimento, objetivam enrijecimento, diminuição da expansibilidade e aumento da trabalhabilidade. Sua aplicação tem sido bastante utilizada em solos argilosos e siltosos caulínicos, para emprego nas camadas de pavimentação (BERNUCCI et al., 2006).

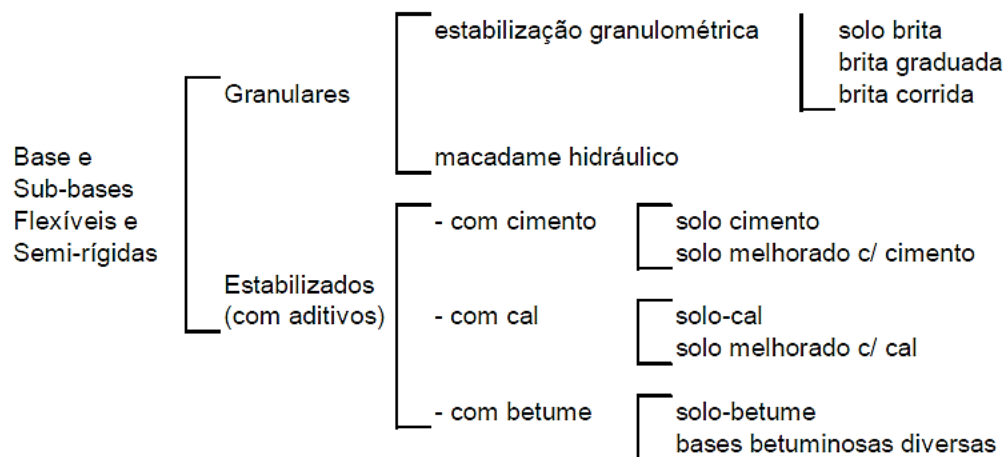
De acordo com o Manual de Pavimentação do DNIT (2006), das misturas com esse aditivo pode-se obter o solo melhorado com cal, e o solo-cal que, às vezes, é misturado com cinza volante. Tal processo de estabilização por ocorrer por modificação do solo, carbonatação ou pozolanização.

As misturas de solo-betume não são tão usuais como o solo-cimento ou solo-cal, pois tratam-se de materiais de preparação mais exigente e de alto custo. O emprego desse estabilizante proporciona coesão e ação impermeabilizante, visto que o aglutinante cria uma película ao redor das partículas e evita a absorção de água (CRISTELO, 2001).

2.3 Bases e Sub-bases Estabilizadas Granulometricamente

Na classificação apresentada pelo DNIT (2006) mostrada na Figura 4, as bases e sub-bases estabilizadas granulometricamente, quando puramente granulares, são classificadas como flexíveis.

Figura 4 - Classificação das bases e sub-bases flexíveis e semirrígidas



Fonte: DNIT (2006).

Em geral, essas camadas são constituídas por solos, materiais britados de rochas, de escórias de alto forno, pela mistura de solos, solos e agregados, ou ainda, mistura de diferentes tipos de agregados. No caso da utilização de misturas de solo e material britado, denominam-se bases e sub-bases de solo-brita; e quando se utilizam apenas materiais de britagem na estabilização, denominam-se bases e sub-bases de brita graduada ou de brita corrida (DNIT, 2006).

Além da compactação e da granulometria apropriada, os índices geotécnicos também devem atender aos parâmetros fixados nas especificações. No Brasil, as normas tradicionalmente empregadas na execução desses serviços, são estabelecidas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte através da Norma DNIT 139/2010-ES, para sub-bases estabilizadas granulometricamente, e da Norma DNIT 141/2010-ES para bases estabilizadas granulometricamente.

Para as sub-bases, a norma exige que o Índice de Suporte Califórnia (ISC) seja maior ou igual a 20% quando submetido ao ensaio de compactação na energia intermediária, ou maior que esta. A expansão deve ser menor ou igual a 1%, exceto no caso de solos lateríticos, em que os materiais podem apresentar Índice de Grupo (IG) diferente de zero e expansões maiores que 1,0%.

Para o Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná (DER/PR), a especificação de serviço DER/PR ES-P 07/05 que estabelece diretrizes para execução de camadas estabilizadas granulometricamente, determina que para sub-bases o ISC deve ser de no mínimo 30% na energia intermediária ou modificada, dependendo do material utilizado; expansão de no máximo 0,5% e partículas com diâmetro máximo de 50,8 mm.

As bases exigem qualidade superior em relação às sub-bases, portanto, as normas são mais exigíveis quanto a especificação dos materiais e estabelecem faixas granulométricas para tráfegos leves, médios e pesados, de acordo com o número N de tráfego da metodologia USACE. A Tabela 1 apresenta as faixas do DNIT para esse tipo de camada como exemplo.

Tabela 1 - Faixas granulométrica para bases estabilizadas granulometricamente

Tipos Peneiras	Para $N > 5 \times 10^6$			Para $N < 5 \times 10^6$			Tolerância da faixa de projeto
	A	B	C	D	E	F	
	% em peso passando						
2"	100	100	-	-	-	-	± 7
1"	-	75-90	100	100	100	100	± 7
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-	± 7
Nº 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	10-100	± 5
Nº 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100	± 5
Nº 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70	± 2
Nº 200	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25	± 2

Fonte: DNIT (2010).

Em geral, as faixas para o enquadramento se assemelham a do DNIT. No caso das especificações do DER/PR para camadas estabilizadas granulometricamente, existe apenas uma pequena variação nas faixas C e D para a peneira de nº 200, e na peneira nº 4 da faixa F.

Entre outros parâmetros estabelecidos na Norma DNIT 141/2010-ES, para o material passante na peneira de nº 40 (0,42 mm), o limite de liquidez não pode ultrapassar 25%, e o índice de plasticidade deve ser de no máximo 6%. Caso esses limites sejam excedidos, deve-se realizar o ensaio do equivalente de areia no qual o valor mínimo aceitável é de 30%. O ISC para tráfegos leves e médios deve ser maior ou igual a 60%, e para tráfegos pesados o ISC deve ser maior ou igual a 80%, com expansão máxima de 0,5%. Para o desgaste dos agregados retidos na peneira nº 10, não devem ser aceitos materiais com perda superior a 55% no ensaio de abrasão Los Angeles.

O DNIT (2010, p.3) especifica a energia de compactação no método C para as bases, no entanto, alguns autores e outras instituições como o DER/PR (2005) afirmam que a energia de compactação depende do material empregado, podendo ser utilizada a intermediária ou a modificada. De acordo com Caputo (1988) e Senço (2007), a compactação visa melhorar as características do solo tornando-o mais estável, assim, quanto maior a energia de compactação aplicada, a tendência é melhorar a estabilidade do solo, aumentando a massa específica aparente.

2.4 Misturas de Solo Laterítico-Brita

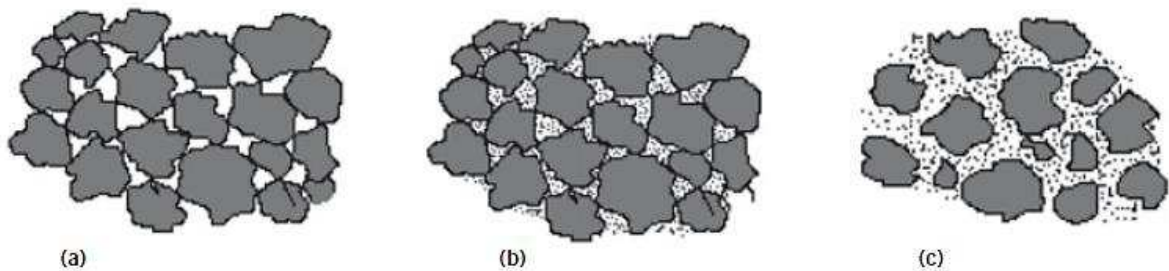
O solo-agregado ou solo-brita é uma mistura que tem sido empregada na pavimentação, com o objetivo de melhorar propriedades indesejadas ou insuficientes de um solo com potencial para ser aproveitado. Esta técnica de estabilização tem beneficiado muitos tipos de solo, entre eles os de comportamento laterítico e os não-lateríticos (BALBO, 2007).

Balbo (2007) afirma que tanto o solo arenoso fino laterítico, como o solo argiloso laterítico, misturados com agregados pétreos de graduação uniforme, resultando em misturas descontínuas, são comumente empregadas em regiões de clima tropical úmido em bases e sub-bases para tráfego leve até pesado.

Tradicionalmente, os solos tropicais lateríticos no Brasil apresentam bons resultados na proporção de 50% de solo em se tratando de misturas solo-agregado descontínuo. As dosagens são limitadas em cerca de 25% de solo na mistura, e são empregadas com vantagem econômica em substituição as camadas de britas graduadas (BALBO, 2007).

Yoder e Witczak (1975) apud Bernucci et al. (2006) classificam os solos-agregados quanto a proporção graúda e fina de partículas na mistura (Figura 5), subdividindo-os em:

Figura 5 - Tipos de solo-agregado



Fonte: Yoder e Witczak (1975) apud Bernucci et al. (2006).

a) contato grão-grão, compactação difícil, poucas mudanças com a umidade, permeável e de baixa densidade;

b) contato grão-grão, preenchimento de vazios com finos, compactação moderada, permeabilidade inferior ao tipo (a) e alta densidade;

c) o contato grão-grão não é garantido devido ao excesso de finos, compactação mais fácil, suscetível a variações de umidade, podendo ter permeabilidade e densidade inferior ao tipo (b).

Para Bernucci et al. (2006), as misturas do tipo (c) podem ser utilizadas com sucesso com solos lateríticos, visto que a natureza do material fino desempenha papel relevante com ausência de ciclo gelo-degelo, umidades de equilíbrio abaixo da umidade ótima de compactação para algumas regiões, e baixa expansibilidade em presença de água.

2.4.1 Solo Arenoso Fino Laterítico

Villibor e Nogami (2001) conceituam o solo arenoso fino laterítico (SAFL) como aquele que, segundo a classificação geotécnica MCT, pertence à classe de solos de comportamento laterítico em um dos grupos LA, LA' e LG', com fração passante na peneira nº 10 (2,0 mm) de no mínimo 95%, e menos de 50% passando na peneira nº 200 (0,075 mm).

Na pedologia, o solo laterítico é uma variedade de solo superficial bem drenado, encontrado em regiões tropicais úmidas, portanto, é definido como uma classe de solo tropical (Nogami e Villibor, 1995). Em vista das dificuldades e deficiências na utilização de classificações tradicionais para os solos de regiões tropicais, considerando que foram desenvolvidas para solos de clima frio e temperado, Nogami e Villibor desenvolveram a metodologia de classificação geotécnica MCT (Villibor et al., 2009).

Essa metodologia possibilita uma avaliação mais apropriada da capacidade de suporte em várias condições e de outras propriedades, que possibilitam melhor aproveitamento de solos arenosos finos lateríticos na pavimentação (Nogami e Villibor, 1995). Para o autor Villibor et al. (2009), a granulometria e os limites físicos não são suficientes para distinguir os principais tipos de solos tropicais, conhecidos como lateríticos e saprolíticos, designados de forma equivocada em outros países como “residuais”.

Experimentalmente, foi constatado que quando esses finos lateríticos fazem parte da composição do solo-agregado, a deficiência granulométrica é compensada pela qualidade dos finos, mostrando assim, resultados satisfatórios até mesmo para pavimentos de tráfego pesado onde foram empregadas misturas de solo-brita de granulometria descontínua com uso de solo arenoso fino laterítico (Nogami e Villibor, 1995).

Segundo Bernucci et al. (2006), as misturas com solos de comportamento laterítico e brita são pouco expansivas e apresentam boa capacidade de suporte, algumas com 50% em peso de brita chegam a ordem de 80% na energia modificada, enquanto que as dosagens de 70% em peso de brita comumente apresentam valores de ISC superiores a 100%.

3 METODOLOGIA

3.1 Materiais

3.1.1 Solo

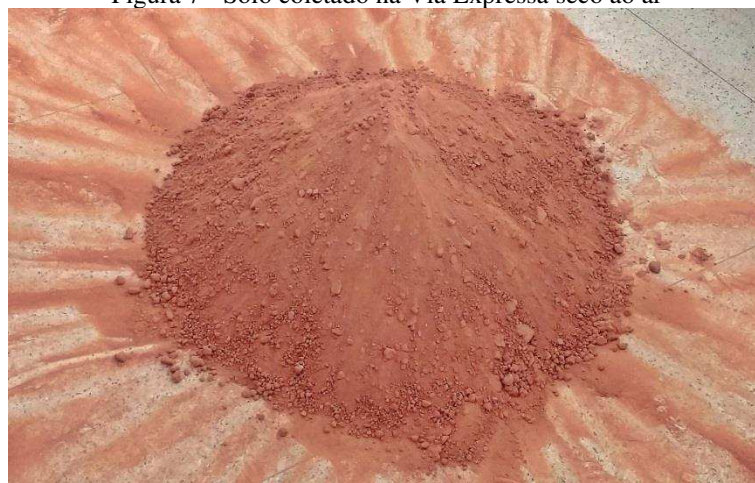
O solo utilizado nesse estudo foi coletado próximo a Via Expressa e a Rua da Engenharia, no bairro Cohafuma (Figura 6), pois segundo informações de profissionais experientes na área, haveria ocorrência de solos lateríticos nesta região. As amostras (Figura 7) foram coletadas com auxílio de pá e picareta, em quantidade significativa de aproximadamente 250 kg para utilização nos ensaios laboratoriais.

Figura 6 - Localização da coleta da amostra de solo



Fonte: Google Maps (2018).

Figura 7 - Solo coletado na Via Expressa seco ao ar



Fonte: Autor (2018).

3.1.2 Brita

A brita utilizada foi a do Tipo 1 (Figura 8), com diâmetro máximo de 19 mm, fornecida pela Prefeitura de Campus da Universidade Estadual do Maranhão.

Figura 8 – Amostra de agregado pétreo (Brita 1) quarteada e homogeneizada



Fonte: Autor (2018).

3.2 Ensaios Laboratoriais

Os materiais utilizados no estudo foram analisados de acordo com os parâmetros exigidos por norma, a fim de verificar as condições específicas para aceitação dos mesmos. Além da caracterização dos materiais, os ensaios foram realizados com o solo em seu estado natural, para permitir comparações com as misturas de solo laterítico estabilizado com brita, e assim, avaliar os ganhos referentes a cada mistura que seguem neste trabalho com as seguintes denominações:

- a) Mistura A – 70% solo e 30% brita;
- b) Mistura B – 50% solo e 50% brita;
- c) Mistura C – 30% solo e 70% brita.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Solos e Pavimentação (LSP) da UEMA, e os métodos utilizados encontram-se descritos neste capítulo.

3.2.1 Análise granulométrica

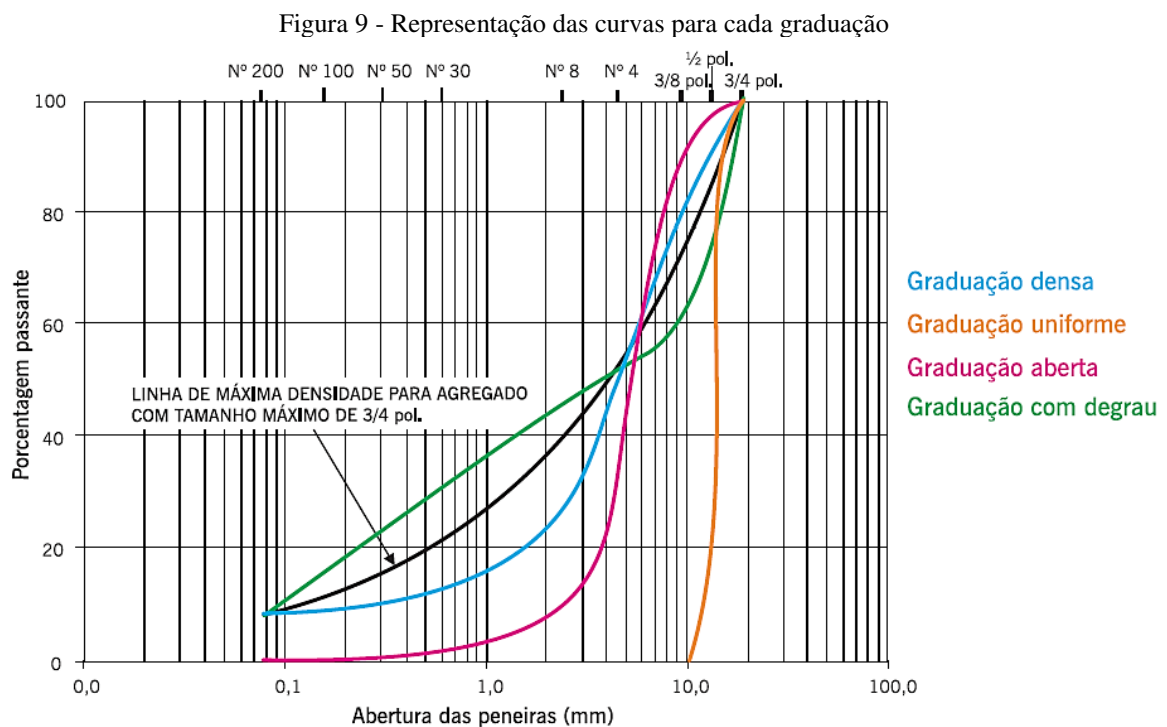
O ensaio de granulometria caracteriza as porcentagens de partículas da composição em função de suas dimensões, facilitando assim, o estudo do comportamento desse material dado a sua importância como um componente das camadas de um pavimento (SENÇO, 2007).

Para conhecimento prévio da composição granulométrica dos agregados pétreos a serem utilizados na mistura, foi utilizado o procedimento de ensaio da norma DNER-ME 083/98, denominada Agregados – análise granulométrica. A amostra foi reduzida para o ensaio conforme instruído na DNER-PRO 199/96 pelo método B por quarteamento, e em seguida, procedeu-se com o peneiramento manual realizando o fracionamento dos agregados no conjunto de peneiras, organizadas com abertura de malha em ordem crescente da base para o topo.

A partir dos cálculos das porcentagens de massa retida e passante em cada uma das peneiras em relação a massa da amostra total seca, é possível construir a curva granulométrica. Bernucci et al. (2006) denomina as graduações mais importantes, como:

- a) densa ou bem graduada, para aquelas de distribuição contínua, próxima a densidade máxima;
- b) graduação aberta, para distribuição contínua com insuficiência de finos.
- c) graduação uniforme, para aquelas de curva íngreme, com distribuição em uma faixa bastante estreita;
- d) descontínua ou com degrau, para aquelas que apresentam um patamar na curva granulométrica nas frações intermediárias.

Na Figura 9 é ilustrada a representação convencional de cada graduação, segundo Bernucci et al. (2006).



Fonte: Bernucci et al. (2006).

As normas de aplicação para bases e sub-bases estabilizadas granulometricamente, como DNIT 141/2010-ES, DNIT 139/2010-ES e a DER/PR ES-P 07/05, determinam que os materiais sejam submetidos ao ensaio de análise granulométrica de solos por peneiramento, regulamentada pela norma DNER-ME 080/94. Para este procedimento, a amostra de solo coletada em campo é seca ao ar e homogeneizada por repartidor ou quarteamento, e destorrada com mão de gral recoberta de borracha.

Tomam-se cerca de 2000 g para o peneiramento, e cerca de 50 g para determinar a umidade higroscópica de solo passante na peneira de nº 10 (2,0 mm). A amostra é passada na peneira de 2,0 mm para não danificar a malha de 0,075 mm, e o material retido nessas duas peneiras é lavado sobre a malha com água corrente até que a água de lavagem se apresente limpa. As frações retidas são transferidas para um recipiente e secas em estufa entre 105 °C e 110 °C até constância da massa.

O peneiramento procede com o material seco utilizando-se a sequência de peneiras estabelecida na norma, mostrada na Figura 10. As frações retidas em cada peneira são anotadas, e os cálculos e resultados seguem conforme o procedimento.

Figura 10 - Conjunto de peneiras em sequência



Fonte: Autor (2018).

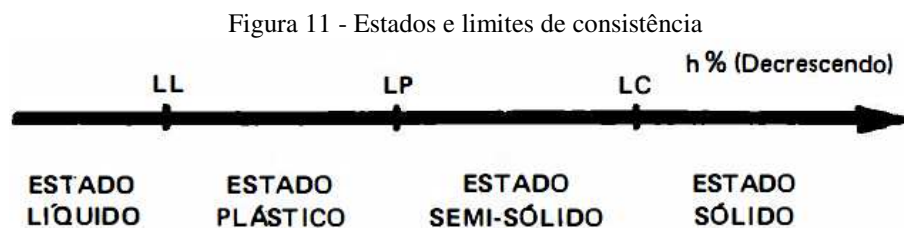
3.2.2 Limites de consistência

Os materiais não correspondem rigorosamente a um único comportamento quanto a capacidade de serem moldados, pois todos apresentam uma fase elástica e outra plástica dependendo da intensidade das forças aplicadas. Para os solos, as suas propriedades plásticas

consistem na maior ou menor capacidade de serem moldados de acordo com o teor de umidade, a forma das partículas, e sua composição química e mineralógica (CAPUTO, 1988; SENÇO, 2007).

Caputo (1988) explica que, em umidades muito elevadas, o solo se apresenta como um fluido denso e denomina-se em estado líquido. Conforme a água evapora, o solo se endurece até perder sua capacidade de fluir, podendo ainda ser moldado e manter sua forma. Nesse ponto de umidade é alcançado o chamado o limite de liquidez (LL), e a partir de então, o solo encontra-se no estado plástico até atingir o limite de plasticidade (LP), no qual o solo se desmancha ao ser trabalhado, passando assim, ao estado semi-sólido. Continuando a perda de umidade, atinge-se o estado sólido no limite de contração (LC).

Os limites de consistência foram definidos pelo cientista sueco Atterberg, para que então fossem estudados os diferentes estados do solo em presença de água (SENÇO, 2007). O esquema da Figura 11, mostra simplificadamente os estados de consistência e seus limites.



Fonte: Caputo (1988)

3.2.2.1 Limite de liquidez

Determina-se o limite de liquidez (LL) dos solos pelo método de ensaio da norma DNER-ME 122/94, aferindo o teor de umidade do solo com o qual se unem as bordas inferiores de uma canelura sob a ação de 25 golpes da concha sobre a base do aparelho.

No ensaio, a massa de solo umedecida e homogeneizada é colocada na concha, e é feita uma canelura de 1 cm na parte central, usando um cinzel com características e dimensões indicadas pela norma. O aparelho de Casagrande, mostrado na Figura 12, é utilizado para aplicação dos golpes a uma altura de queda padrão de 1 cm e intensidade constante, pelo acionamento da manivela.

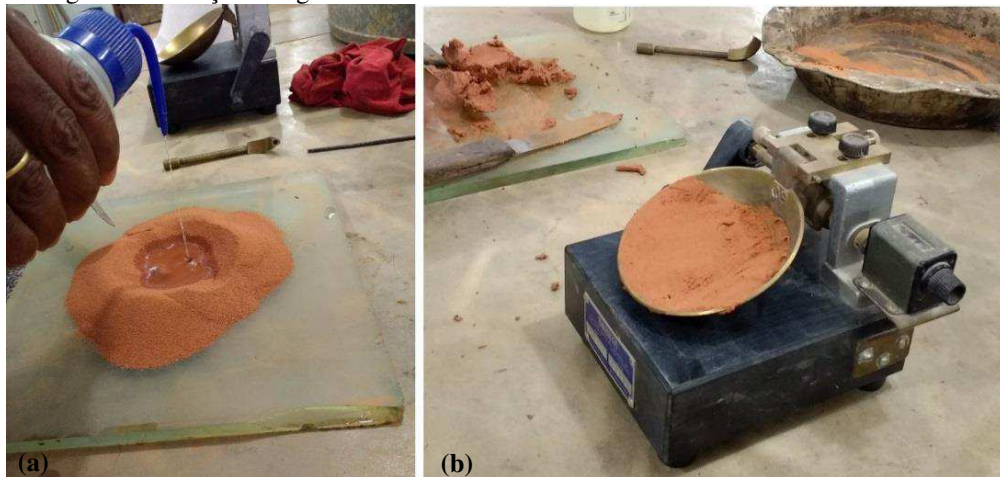
Na Figura 13 são mostrados alguns passos para execução do ensaio de determinação do limite de liquidez.

Figura 12 - Aparelho de Casagrande



Fonte: Autor (2018).

Figura 13 - Adição de água a amostra de solo e alisamento da massa de solo na concha



Fonte: Autor (2018).

Feito a abertura, a manivela do aparelho é acionada a uma velocidade de aproximadamente duas voltas por segundo até as bordas inferiores se unirem. O número de golpes realizados até a união das bordas é anotado, e uma porção de solo é colhida de ambos os lados da canelura. As cápsulas com a porção coletada são pesadas imediatamente, e após o procedimento se repetir por cinco vezes, com adições de água gradativamente crescentes, as cápsulas são levadas para a estufa, e secas a $105\text{ }^{\circ}\text{C} - 110\text{ }^{\circ}\text{C}$ para determinação da umidade.

Constrói-se a curva de fluidez com o número de golpes em escala logarítmica, e os respectivos valores de umidade em escala aritmética. Com os pontos lançados no gráfico, é traçada uma reta, onde o valor correspondente aos 25 golpes, indica o teor de umidade a que se refere o limite de liquidez.

3.2.2.2 Limite de plasticidade

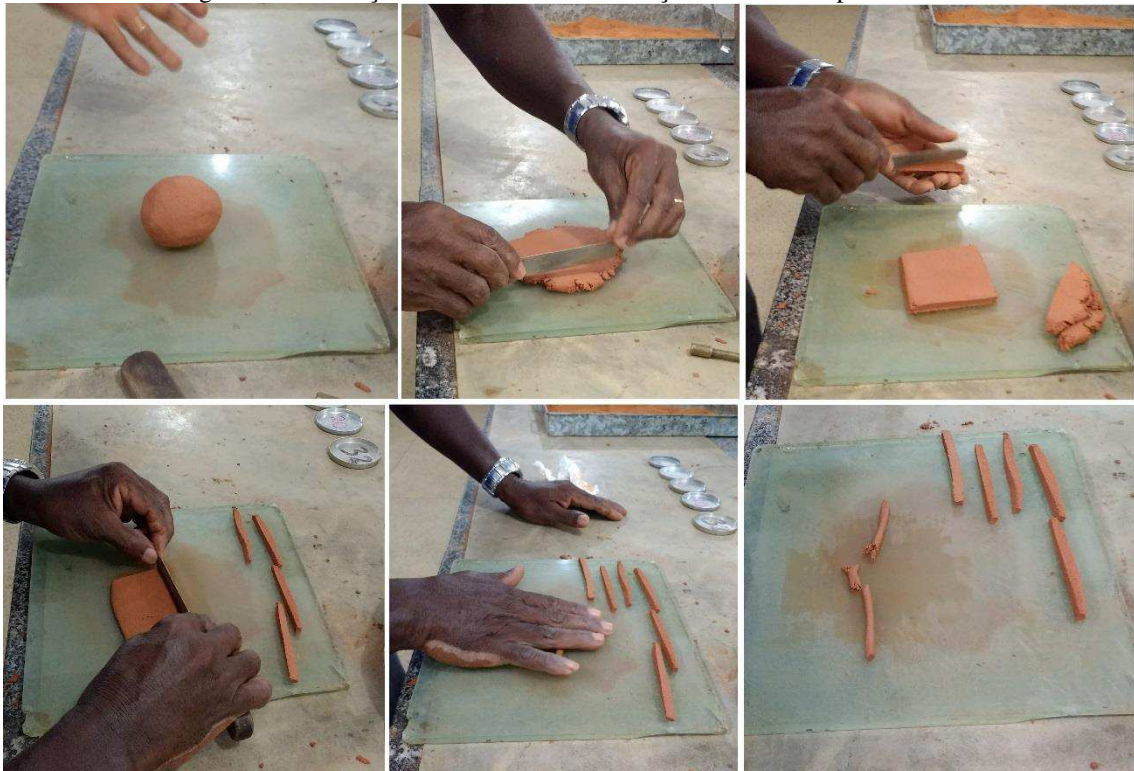
O limite de plasticidade é expresso pelo menor teor de umidade com que um cilindro de solo de 10 cm de comprimento é rolado, e rompido com 3 mm de diâmetro. Nesse processo, a película de umidade que envolve os grãos se rompe e provoca o atrito direto grão-grão (SENÇO, 2007).

A norma DNER-ME 082/94 apresenta o procedimento para determinação do limite de plasticidade de solos, e afirma que a desagregação se manifesta de forma diferente dependendo do tipo de solo. Na Figura 14 são mostradas as etapas de execução do ensaio.

Quando o diâmetro do cilindro de solo atinge 3 mm, quebra-se em seis ou oito pedaços, que são amassados em formato elipsoidal e rolados novamente até formar 3 mm de diâmetro. Esse processo se repete até o cilindro de solo se desagregue e não seja mais possível formar um novo cilindro. Quando ocorre o rompimento, os pedaços são transferidos para um recipiente e pesados para obter o peso do material úmido. Em seguida, são levados para a estufa e secos entre 105 °C e 110 °C para obtenção do peso do material seco.

A média dos teores de umidade de pelo menos três operações que não difiram por mais de 5%, é considerado o limite de plasticidade do solo.

Figura 14 - Execução do ensaio de determinação do limite de plasticidade



Fonte: Autor (2018).

3.2.2.3 Índice de plasticidade

A diferença entre o limite de liquidez e de plasticidade é denominado índice de plasticidade, expresso na Equação 1:

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

Esse índice é máximo no caso das argilas, e mínimo ou nulo para as areias, fornecendo assim um critério de caráter do solo, pois quanto maior o IP, mais plástico é o solo (CAPUTO, 1988; SENÇO, 2007).

Senço (2007) explica que, um solo com alto índice de plasticidade absorve grande quantidade de água, que por sua vez provoca o aumento de volume por absorção. Quando essa água é retirada do solo, ele sofre um recalque elevado devido a contração. Isso significa que, nessas condições o solo é muito instável e não oferece boa capacidade de suporte, ao contrário dos solos com baixo índice de plasticidade ou não plásticos.

O DNER-ME 082/94 admite que quando o limite de plasticidade não pode ser determinado em face do material, ele é classificado como NP (não plástico). O índice de plasticidade também deve ser considerado NP, quando o limite de plasticidade for igual ou superior ao limite de liquidez.

3.2.3 Classificação MCT

A metodologia MCT (Miniatura Compactado Tropical) utiliza corpos de prova cilíndricos de dimensões reduzidas em ensaios para compactação de solos tropicais, com 50 mm de diâmetro (Figura 15). Os ensaios são divididos em dois grupos, são eles: Mini-CBR e associados; e Mini-MCV e associados (VILLIBOR et al., 2009).

Figura 15 - Moldes cilíndricos utilizados no ensaio Mini-MCV e perda por imersão



Fonte: Autor (2018).

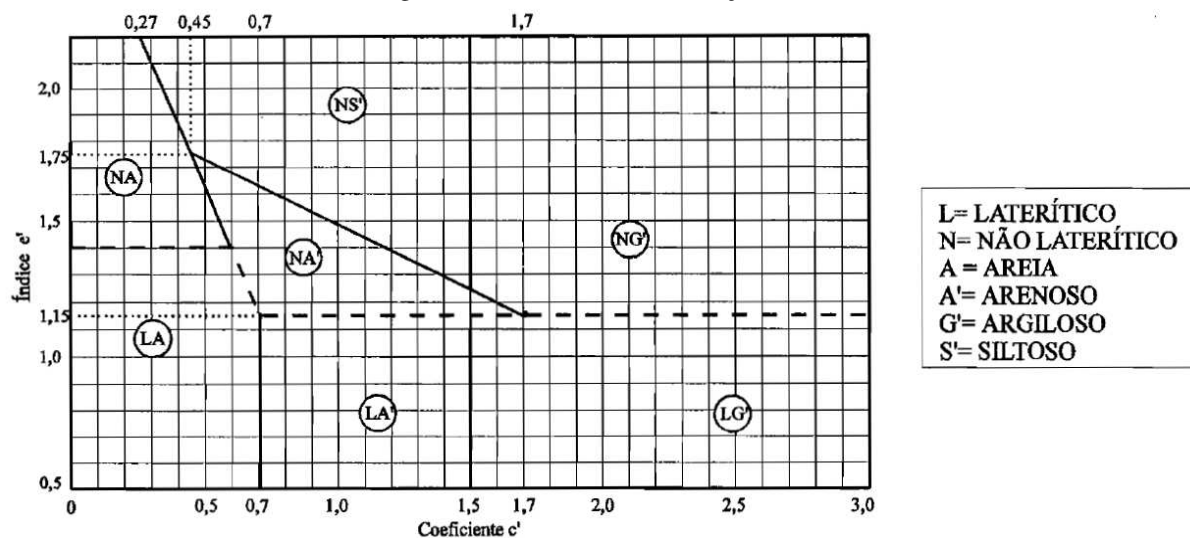
Para o enquadramento dos solos finos na classificação MCT, é necessário realizar os ensaios de compactação Mini-MCV, de acordo com o método de ensaio da norma DNER-ME 258/94, e o de perda de massa por imersão, conforme a norma DNER-ME 256-94. Esses ensaios fornecem parâmetros para a determinação dos coeficientes c' e e' , permitindo que o solo seja classificado de acordo com a metodologia MCT (VILLIBOR et al., 2009).

O procedimento para a classificação com base nessa metodologia, é apresentado pela norma rodoviária DNER-CLA 259/96 – Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura.

Segundo Villibor et al. (2009), todas as propriedades obtidas a partir dos ensaios de Mini-CBR e associados, tais como: capacidade de suporte, expansão, contração, infiltrabilidade, permeabilidade, etc.; podem também ser determinados pelos ensaios Mini-MCV e associados.

A classificação geotécnica MCT separa os solos tropicais em duas classes, a de comportamento laterítico e a de comportamento não laterítico, utilizando o gráfico apresentado na Figura 16.

Figura 16 – Gráfico de classificação MCT



Fonte: Nogami e Villibor (1995)

De acordo com Nogami e Villibor (1995), o coeficiente c' é denominado coeficiente de deformabilidade, e refere-se ao coeficiente angular da parte mais retilínea e inclinada da curva Mini-MCV, correspondente ao Mini-MCV igual a 10. O índice e' é calculado por:

$$e' = \sqrt[3]{\left(\frac{Pi}{100} + \frac{20}{d'}\right)} \quad (2)$$

Onde P_i , é a perda de massa por imersão que corresponde ao Mini-MCV igual a 10, para solos de baixa massa específica aparente, e ao Mini-MCV igual a 15, para solos de massa específica aparente alta; e o coeficiente d' , é o coeficiente angular da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação Mini-MCV, correspondente a 12 golpes (Villibor et al., 2009).

O índice e' tem uso exclusivamente classificatório, e foi concebido para indicar o comportamento do solo como laterítico ou não laterítico. Além disso, vale ressaltar também que a classificação não é válida para solos de origem transportada e pedogenéticas não tropicais, portanto, cabe nesses casos optar por outras metodologias usuais (Nogami e Villibor, 1995).

3.2.3.1 Compactação Mini-MCV

Segundo Nogami e Villibor (1995), a compactação “Moisture Condition Value” foi proposta por Parsons, em 1976. E na década de 80, Nogami e Villibor desenvolveram o ensaio denominado Mini-MCV, em dimensões reduzidas.

O método de ensaio é descrito na norma DNER-ME 258/94, e tem como objetivo determinar coeficientes empíricos utilizados na caracterização e na classificação de solos tropicais que passam na peneira de abertura 2,0 mm, ou que tenham porções desprezíveis retidas nessa peneira.

O aparelho utilizado no ensaio é chamado de compactador miniatura, e é apresentado na Figura 17. Na Figura 18, são mostrados alguns acessórios do método de ensaio.

Figura 17 - Compactador miniatura para ensaios de classificação MCT



Fonte: Autor (2018).

Figura 18 – Moldes miniatura e acessórios utilizados no ensaio Mini-MCV



Fonte: Autor (2018).

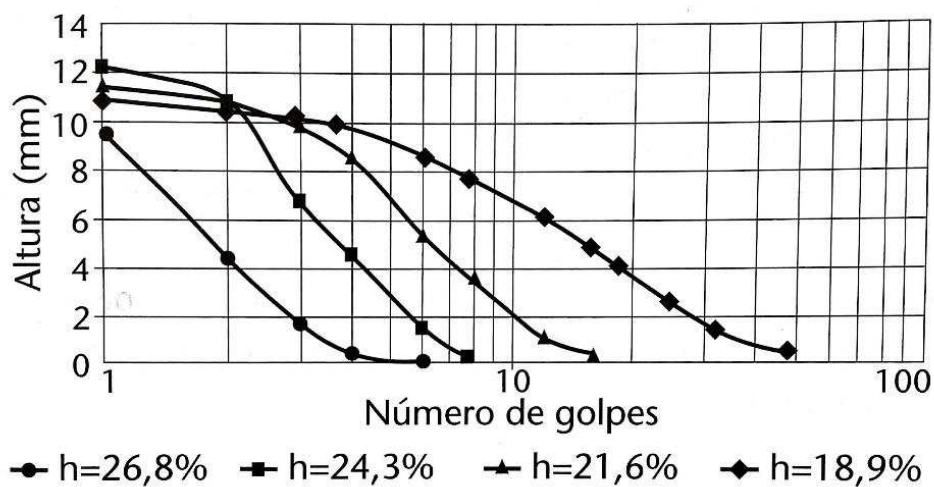
O ensaio Mini-MCV consiste em verificar a altura do corpo de prova de acordo com o número crescente de golpes, permitindo assim, relacionar o logaritmo do número de golpes com o peso específico do solo.

A curva de ensaio Mini-MCV, representada pela Figura 19, é formada pelo logaritmo do número de golpes e a altura do corpo de prova após n golpes. Assim, o valor do Mini-MCV, é obtido pela expressão (3):

$$\text{Mini - MCV} = 10 \log Bn \quad (3)$$

Onde Bn é o número de golpes resultante da interseção da curva de ensaio Mini-MCV com a reta da equação $an = 2$ mm.

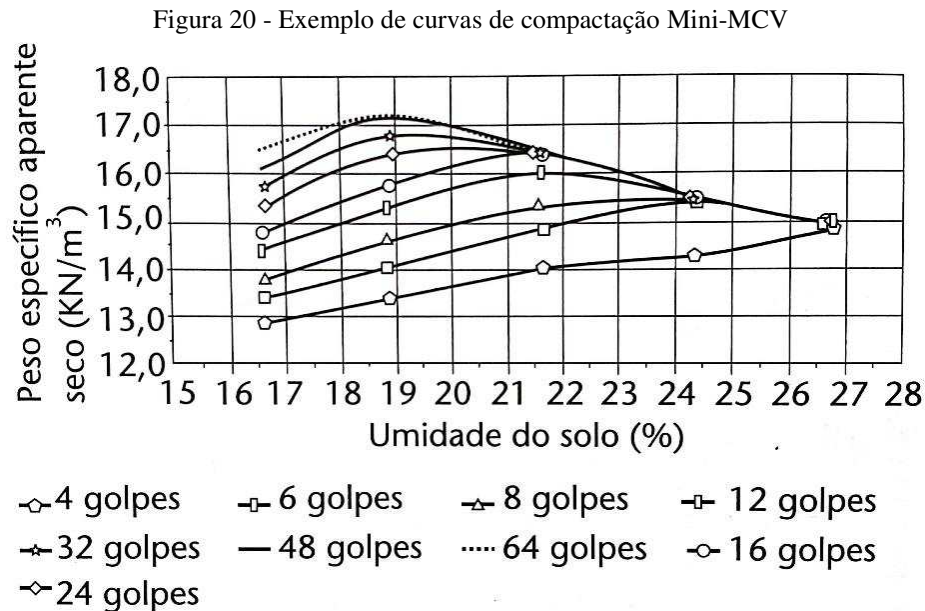
Figura 19 - Exemplo de conjunto de curvas do ensaio Mini-MCV



Fonte: Balbo (2007).

A partir dos valores obtidos, é possível construir também a curva umidade de compactação em função do Mini-MCV (DNER, 1994).

Definindo as umidades de compactação, pode-se obter um conjunto de curvas que relacionam o peso específico seco do solo compactado para cada umidade (BALBO, 2007). Um exemplo de curva de compactação Mini-MCV é mostrado na Figura 20.



Fonte: Balbo (2007).

Para a execução do ensaio deve-se preparar a amostra e separá-la em cinco porções de aproximadamente 500 g, e adicionar água em quantidade crescente de cerca de 2% nos solos arenosos. Após um período de 24 horas de acondicionamento, conforme estabelecido por norma, o ensaio prossegue para a etapa de golpes.

Afere-se o aparelho de compactação miniatura a fim de obter a constante K_a do conjunto compactador-soquete. Essa constante é utilizada para a determinação da altura do corpo de prova após cada golpe.

Os moldes são previamente preparados com vaselina. Coloca-se os espaçadores envolvendo o pistão do compactador e os moldes, de tal modo que o pistão fique parcialmente dentro do molde. Da amostra preparada, tomam-se 200 g para a compactação e despeja-se no molde com auxílio de funil. Retira-se uma parte da amostra para determinação do teor de umidade, e efetua-se a compactação anotando altura do corpo de prova para golpes padronizados sequencialmente para 2, 3, 4, 5, 12, 32, 48, 64, 96, 128, 192 e 256 (DNER, 1994).

Os critérios de parada dos golpes estabelecidos por norma, incluem:

- a) diferença entre leitura após $4n$ golpes e após n golpes menor que 2 mm;
- b) exsudação intensa de água no topo e na base do corpo-de-prova;
- c) quando atingir 256 golpes.

A Figura 21 exemplifica uma situação de exsudação intensa na base do corpo de prova, caracterizado no ensaio como um critério de parada na aplicação de golpes. O processo se repete para as outras cinco porções de amostras com teores de umidade mais baixos, finalizando assim que um dos critérios é obtido.

Figura 21 - Corpo de prova com exsudação excessiva na base

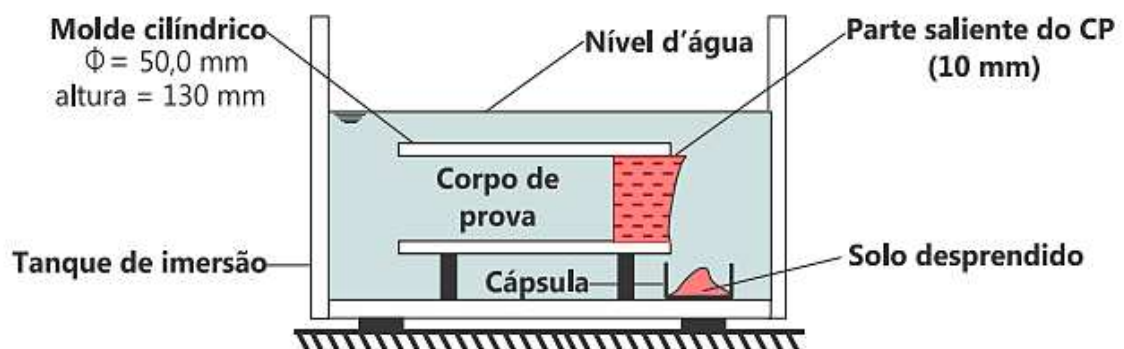


Fonte: Autor (2018).

3.2.3.2 Perda de massa por imersão

No ensaio de perda de massa por imersão, utiliza-se o corpo de prova de solo moldado no ensaio de compactação Mini-MCV, e desloca-se uma saliência de 10 mm do molde com o auxílio de um extrator. Nessa condição, o corpo de prova é levado ao recipiente de imersão com o molde em posição horizontal, e colocado sobre um suporte que o mantenha nesta posição, distante a aproximadamente 4 cm do fundo, conforme mostra a Figura 22.

Figura 22 - Croqui do ensaio de perda de massa por imersão



Fonte: Villibor e Alves (2015).

No fundo do recipiente de imersão, é colocada uma cápsula com centro alinhado ao centro da base do molde. O corpo de prova é deixado em repouso imerso em água por pelo menos 20 horas, e ao retirá-lo cuidadosamente em posição horizontal, retira-se também as cápsulas do fundo do recipiente, que por sua vez, devem ser secas em estufa para determinação da massa perdida.

O procedimento é o mesmo para todas as condições de umidade de compactação, e o método de ensaio é descrito pela norma DNER-ME 256/94. Em geral, o ensaio é realizado com cinco corpos de prova compactados a umidades distintas. O resultado, é expresso em porcentagem, e é obtido pela fórmula (4):

$$P_i = \frac{M_d \times 100}{M_o} \quad (4)$$

Onde:

P_i = perda de massa por imersão, em porcentagem;

M_d = massa de solo seco da porção desprendida, em gramas;

M_o = massa de solo correspondente a 10 mm do corpo de prova, logo depois da compactação, em gramas.

Quando a porção se desprende como um monobloco, a sua massa seca deve ser multiplicada pelo fator de correção (F_c) igual a 0,5; enquanto que, no desprendimento normal esse fator é igual a 1,0.

Segundo Villibor e Alves (2015), o coeficiente P_i também pode ser calculado pela expressão (5):

$$P_i = 100 \times \frac{M_i \times L_{cp}}{M_s \times L_e} \times F_c \quad (5)$$

Em que:

M_i = massa seca desprendida, em gramas;

M_s = massa seca do corpo de prova após a compactação, em gramas;

L_{cp} = altura do corpo de prova após a compactação, em mm;

L_e = altura da parte extrudada do corpo de prova ($L_e = 10$ mm);

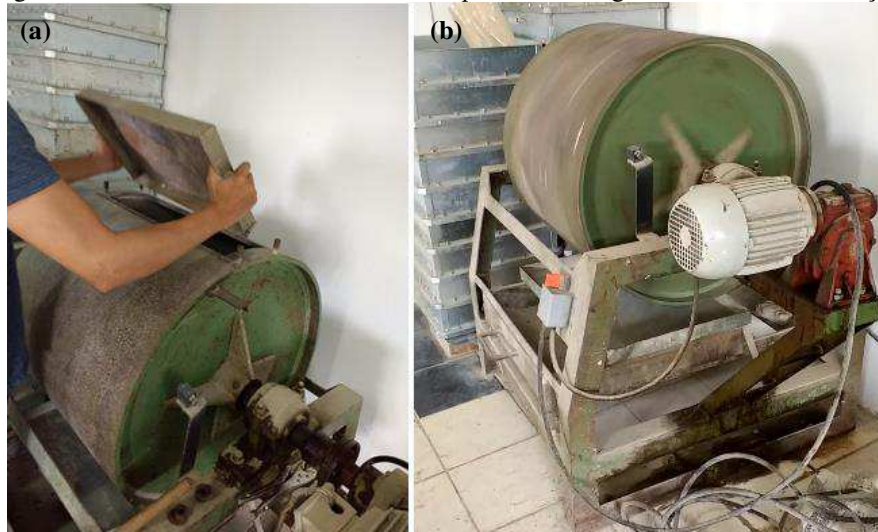
3.2.4 Abrasão “Los Angeles”

A resistência à abrasão dos agregados utilizados nas camadas de um pavimento é uma das características mais importantes, como afirma Senço (2007). Essa resistência ao

desgaste é avaliada no ensaio de determinação da abrasão “Los Angeles”, e obedece a norma DNER-ME 035/98.

O ensaio consiste em submeter uma amostra de 5000 g a um determinado número de revoluções à uma velocidade de 30 a 33 rotações por minuto, quando colocado na máquina “Los Angeles” (Figura 23) com uma carga abrasiva que depende da graduação escolhida para execução do ensaio. Para cada graduação (A, B, C, D, E, F ou G) é determinada uma massa parcial de agregado em uma fração específica.

Figura 23 – Amostra sendo colocada na máquina “Los Angeles” e tambor em rotação



Fonte: Autor (2018).

Após finalizar as rotações, o material é retirado do equipamento e lavado na peneira de 1,7 mm, rejeitando o material passante. A porção retida na peneira é seca em estufa por no mínimo 3 horas para que depois possa ser pesada. O desgaste sofrido pelo agregado é expresso pela porcentagem do material que foi perdido em relação a massa total da amostra seca colocada na máquina, calculado pela fórmula (6):

$$An = \frac{m_n - m'_n}{m_n} \times 100 \quad (6)$$

Onde:

m_n = massa total da amostra seca, colocada na máquina, em gramas;

m'_n = massa da amostra lavada na peneira 1,7 mm e seca em estufa, em gramas;

An = abrasão “Los Angeles” da graduação n, em porcentagem;

n = graduação escolhida para o ensaio.

3.2.5 Durabilidade

A resistência a desintegração química é quantificada através do ensaio de durabilidade, também chamado de ensaio de sanidade, que consiste em submeter os agregados ao ataque de uma solução saturada de sulfato de sódio ou de magnésio, em cinco ciclos de imersão por um período de 16 a 18 horas, à temperatura de aproximadamente 21 °C, seguido de secagem em estufa entre 105 °C e 110 °C, até constância de peso (BERNUCCI et al., 2006).

O método de ensaio é apresentado pela norma DNER-ME 089/94, e tem por objetivo avaliar a resistência à desintegração dos agregados sujeitos à ação do tempo, pelo ataque das soluções químicas de sulfato de sódio ou de magnésio.

A amostra do agregado para este ensaio deve ser separada depois da análise granulométrica, pois somente as frações que apresentarem mais de 5% da amostra total devem ser ensaiadas. O material que passa na peneira de 9,5 mm é lavado na peneira de 0,3 mm e seco até constância de peso. Em seguida, separam-se as porções conforme as quantidades estabelecidas pela norma para cada fração em recipientes distintos.

Um ciclo completo é constituído pelo processo de imersão e secagem alternada, que deve se repetir por cinco vezes. Ao final dos cinco ciclos, o material é peneirado novamente na mesma série de peneiras do início do ensaio, e a partir dos pesos retidos em cada peneira, calcula-se quanto de material passa na peneira em que originalmente era retida, obtendo-se assim o percentual de perda do agregado.

Observa-se na Figura 24, que as amostras devem ser colocadas em recipientes separados na estufa para secagem.

Figura 24 - Amostras colocadas separadamente na estufa após imersão em sulfato de sódio



Fonte: Autor (2018).

3.2.6 Densidade e absorção

A norma DNER-ME 081/98 determina o procedimento a ser seguido para determinar a densidade aparente de agregados, e também a absorção. Este último tem o objetivo de caracterizar o agregado quanto a sua porosidade, que é indicada pela quantidade de água que ele é capaz de absorver quando fica imerso (BERNUCCI et al., 2006).

O agregado tende a aumentar sua massa devido ao preenchimento de vazios por água, logo, quanto maior a diferença em massa, mais poroso é o agregado.

Dessa forma, anota-se a massa do agregado, em gramas, na condição saturada e superfície seca (M_h), após as 24 horas de imersão (Figura 25), e a massa dessa mesma amostra, em gramas, seca em estufa (M_s).

Figura 25 - Amostra após imersão com superfície seca



Fonte: Autor (2018).

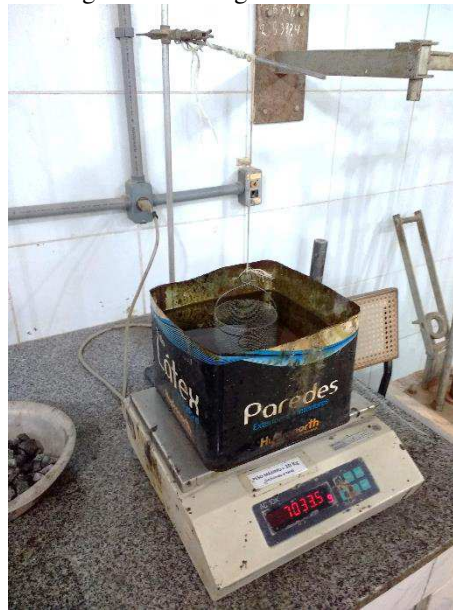
A absorção, representada pela letra a , é então obtida em porcentagem pela expressão:

$$a = \frac{M_h - M_s}{M_s} \times 100 \quad (7)$$

Feita a pesagem da amostra saturada com superfície seca para determinar a absorção, coloca-se a mesma amostra no recipiente acoplado a uma haste que fica sob o prato da balança, onde encontra-se um outro recipiente maior com água, previamente zerado.

O recipiente com a amostra saturada deve ficar completamente submerso para efetuar a leitura (L). Esse processo também é chamado de pesagem hidrostática, e é ilustrado na Figura 26.

Figura 26 - Pesagem hidrostática



Fonte: Autor (2018)

Feito o processo de pesagem e leitura, a amostra é então levada para a estufa e seca à temperatura entre 105 °C e 110 °C até a constância da massa. Ao retirar da estufa, é conveniente aguardar em torno de 1 ou 2 horas até que seja possível manipular o agregado. Assim, é dado prosseguimento para pesagem da massa do agregado seco (M_s) utilizado nas expressões de absorção e densidade aparente.

A densidade aparente é então obtida pela expressão (8):

$$D_{ap} = \frac{M_s}{M_h - L} \quad (8)$$

Em que:

D_{ap} = densidade aparente;

M_s = massa do agregado seco em estufa, em gramas;

M_h = massa do agregado na condição saturada superfície seca, em gramas;

L = leitura na balança que corresponde ao agregado submerso, em gramas;

3.2.7 Índice de forma

Segundo Bernucci et al. (2006), a forma dos agregados influencia na compactação, pois podem melhorar o intertravamento entre os grãos quando sua forma é mais cúbica e de arestas mais afiladas. Assim, a classificação quanto a forma dos agregados é comumente exigida por especificações de serviço de obras rodoviárias. O DER/PR (2005), por exemplo,

estabelece que para camadas de solo arenoso-brita, o limite máximo de grãos lamelares não pode ultrapassar um percentual de 20%.

A norma que determina os procedimentos de ensaio do índice de forma pelo método do paquímetro, é a ABNT NBR 7809:2008. O ensaio consiste em medir comprimento (a), largura (b) e espessura (c) de uma amostra de 200 grãos utilizando um paquímetro, como mostra a Figura 27.

A amostra é composta por uma quantidade exata de grãos de cada fração em que a porcentagem retida individual, em massa, é maior que 5% na análise granulométrica do agregado, e desprezando as frações passantes na malha de 9,5 mm. De um total de 200 grãos, o número de grãos a serem medidos é proporcional a massa retida individual de cada fração.

O resultado é obtido pela média das relações b/a e c/b , e classificado de acordo a Tabela 2.

Tabela 2 - Classificação da forma das partículas

Média das relações b/a e c/b	Classificação da forma
$b/a > 0,5$ e $c/b > 0,5$	Cúbica
$b/a < 0,5$ e $c/b > 0,5$	Alongada
$b/a > 0,5$ e $c/b < 0,5$	Lamelar
$b/a < 0,5$ e $c/b < 0,5$	Alongada-lamelar

Fonte: Bernucci et al. (2006).

Figura 27 – Aferição das dimensões do agregado utilizando paquímetro digital



Fonte: Autor (2018).

3.2.8 Ensaio de Compactação

Caputo (1988) e Senço (2007) definem a compactação de um solo, como um processo manual ou mecânico, que tem como objetivo, reduzir o volume de vazios para tornar

o solo mais estável e resistente. A compactação também tende a melhorar a permeabilidade, a compressibilidade e a absorção do solo.

Esse ensaio permite a determinação da umidade mais conveniente para se atingir a maior massa específica aparente possível de um solo, a partir da aplicação de uma energia mecânica, que possibilita maior aglomeração de partículas sólidas por unidade de volume, com a redução dos vazios do solo. Processo esse, que aumenta o fator de estabilidade de um solo (SENÇO, 2007).

A norma que fixa a metodologia para execução do ensaio de compactação utilizando amostras não trabalhadas, é a norma DNIT 164/2013-ME, e para amostras trabalhadas, trata-se da norma DNER-ME 162/94. Os resultados obtidos após o procedimento, permitem determinar uma correlação entre teor de umidade e massa específica aparente seca de um solo, quando é compactado por uma energia padrão, seja normal, intermediária ou modificada.

De acordo com as especificações técnicas de solo-agregado, deve-se utilizar o método de compactação para amostras não trabalhadas, e os corpos de prova moldados são utilizados nos ensaios de expansão e penetração. Portanto, para caracterização da curva são produzidos, no mínimo, cinco corpos de prova.

Para realização do ensaio, a amostra de solo seca ao ar deve ser destorrada no almofariz pela mão de gral e homogeneizada, pesando aproximadamente 7 kg cada uma, sendo que, todo o material utilizado na compactação deve passar na peneira de 19,0 mm (Figura 28).

Figura 28 - Pesagem da amostra de solo para ensaio de compactação



Fonte: Autor (2018).

Inicialmente, deve-se tomar nota do peso, diâmetro interno e altura de cada cilindro a ser utilizado, para efeito de cálculo do volume da amostra de solo compactado (Figura 29).

Figura 29 - Aferição de medidas e pesagem dos cilindros para o cálculo do volume



Fonte: Autor (2018).

Feito isso, fixa-se o molde e o cilindro complementar à base metálica (Figura 30). O disco espaçador é colocado no molde como um fundo falso, e em seguida é colocado um papel filtro circular, antes de iniciar a compactação.

Figura 30 – Conjunto fixado e apoiado em base plana



Fonte: Autor (2018).

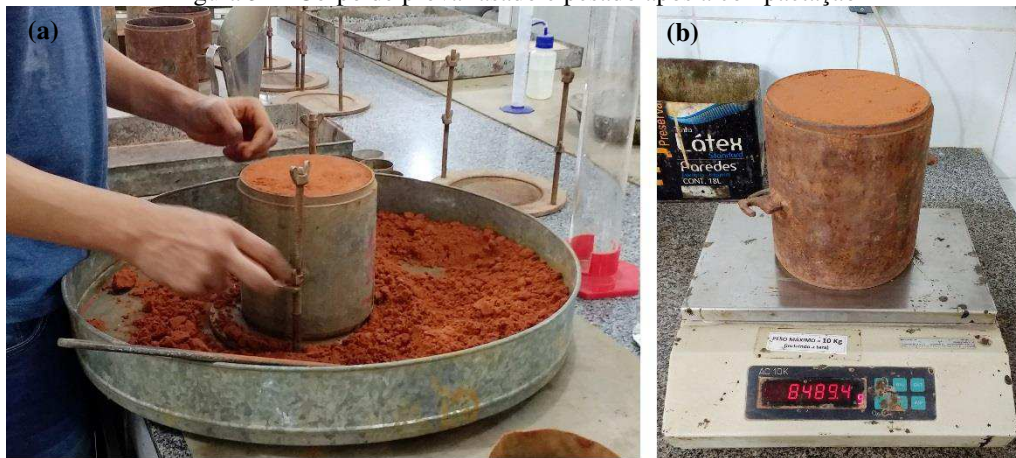
O material umedecido e homogeneizado, mostrado na Figura 31, é compactado em cinco camadas iguais, com golpes aplicados uniformemente sobre a superfície de cada camada. Finalizada a compactação, o cilindro complementar é removido, para que seja feito o rasamento do material em excesso até a altura exata do molde, e em seguida, é feita a pesagem do cilindro com solo compactado, como mostra a Figura 32.

Figura 31 - Homogeneização da amostra de solo úmido



Fonte: Autor (2018).

Figura 32 - Corpo de prova rasado e pesado após a compactação



Fonte: Autor (2018).

Durante a compactação, coleta-se duas cápsulas de solo úmido para determinação da umidade. E a cada corpo de prova compactado, aumenta-se a quantidade de água adicionada a amostra para elevar o teor de umidade em cerca de 2%.

Para concretizar a curva de compactação, após a pesagem da cápsula com solo seco de cada corpo de prova, e determinadas as respectivas umidades, calcula-se a massa específica aparente do solo seco compactado através da fórmula (9):

$$\gamma_s = \gamma_h \times \frac{100}{100 + h} \quad (9)$$

Onde γh é calculado por:

$$\gamma h = \frac{P'h}{V} \quad (10)$$

Em que:

γh = massa específica aparente do solo úmido, em g/cm³;

P'h = massa de solo úmido compactado, em gramas;

V = volume do solo compactado, em m³;

γs = massa específica aparente do solo seco, em g/cm³;

h = teor de umidade do solo compactado.

Graficamente, a massa específica aparente do solo seco é representada pelo eixo das ordenadas, e o teor de umidade, pelo eixo das abscissas. O valor máximo no eixo da ordenada, representa a massa específica aparente máxima do solo seco (MEAS_{máx}), e o valor correspondente a este ponto no eixo das abscissas, é a umidade ótima de compactação.

Segundo Villibor et al. (2009), as bases de solo laterítico fino e agregado podem ser utilizadas em pavimentos de baixo custo, quando as misturas apresentam graduação descontínua, avaliada no ensaio de granulometria, e menor porcentagem de brita. Na carência de materiais com elevada capacidade de suporte em uma região, é fácil obter um aumento significativo quando a mistura é compactada até mesmo na energia intermediária, que neste caso, foi a energia utilizada no estudo das misturas.

3.2.9 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

Também chamado de CBR, do inglês California Bearing Ratio, é considerado uma das características mais aceitas para avaliação comportamental dos solos para fundação de pavimentos ou para a composição de uma camada. O CBR ou ISC podem ser definidos como uma relação percentual entre a pressão necessária para penetrar, de forma padronizada, um pistão em uma amostra de material e a pressão padrão para penetrar o mesmo pistão, à mesma profundidade, em uma amostra de pedra britada ou material equivalente que apresenta um CBR de 100% (SENÇO, 2007).

A norma vigente que estabelece a metodologia para o ensaio de Índice de Suporte Califórnia é a norma DNIT 172/2016-ME. No procedimento descrito, deve-se utilizar os corpos de prova moldados no ensaio de compactação, conforme a norma DNER 164/2013-ME, nos ensaios de expansão e penetração.

Para o ensaio de expansão, retira-se o disco espaçador de cada corpo de prova e inverte-se o molde, colocando o fundo que antes era ocupador pelo espaçador para cima, fixando o novamente na base metálica. Em cada corpo de prova, é então colocada a haste de expansão com os pesos anelares de sobrecarga com cerca de 4536 kg. Em seguida, um extensômetro fixo a um suporte apropriado, é colocado na borda do cilindro, e assim, os corpos de prova são levados a imersão, como mostra as Figuras 33 e 34.

Figura 33 - Corpo de prova preparado para imersão



Fonte: Autor (2018).

Figura 34 - Corpos de prova em imersão para ensaio de expansão



Fonte: Autor (2018).

Nessa condição, os moldes devem permanecer imersos e em repouso durante 96 horas, e a leitura é anotada a cada 24 horas. Terminado este período, o cilindro é retirado da imersão e deixado em repouso por 15 min para o escoamento de água. Em seguida, o corpo de prova é levado para a penetração com as mesmas sobrecargas utilizadas no processo anterior.

Na máquina CBR-MARSHAL automática, faz-se o assentamento do pistão de penetração no solo, posiciona-se o ponteiro do extensômetro, e inicia-se a penetração automática (Figura 35). O pistão é acionado, iniciando a penetração no solo a uma velocidade padrão de 1,27 mm/min.. As leituras devem ser anotadas, e correspondem as cargas atuantes em cada profundidade de penetração. Dessa forma, o procedimento se repete para os demais corpos de prova.

Figura 35 - Ensaio de penetração na máquina CBR-Marshall automática



Fonte: Autor (2018).

Por fim, o Índice de Suporte Califórnia ou CBR, é expresso em porcentagem para cada corpo de prova, e determinado pela fórmula (11), onde a pressão padrão corresponde a 70,31 kgf/cm² para a penetração de 0,1” (2,54 mm), e 105,46 kgf/cm² para 0,2” (5,08). O valor do CBR a ser adotado é o maior dos valores obtidos nessas duas penetrações.

$$ISC = \frac{\textit{Pressão calculada ou corrigida}}{\textit{pressão padrão}} \times 100 \quad (11)$$

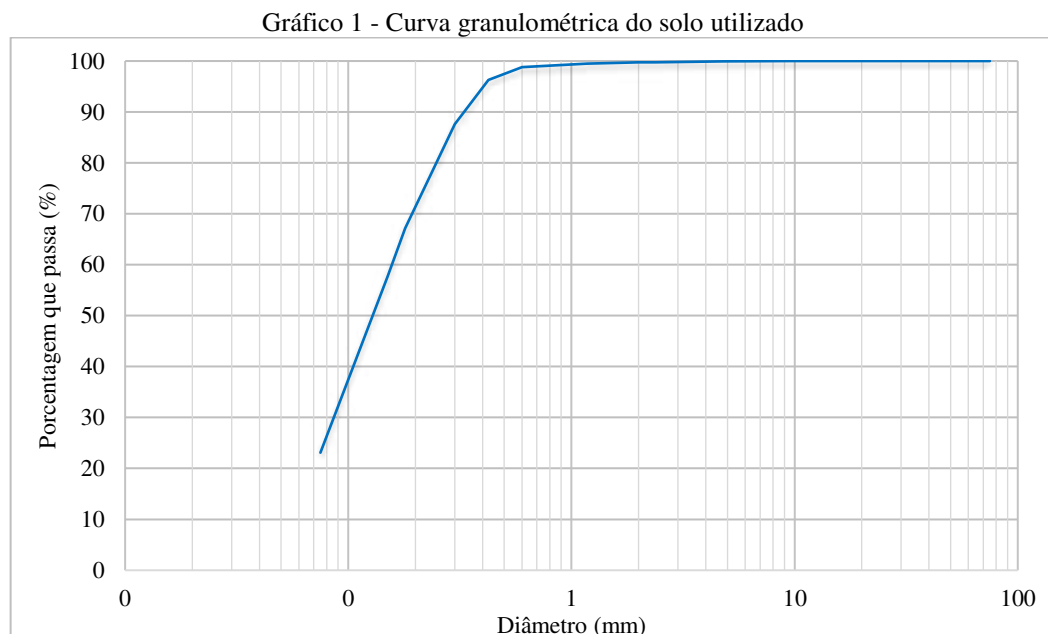
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Em laboratório, foram avaliadas as características dos materiais, e o desempenho quanto a capacidade de suporte para emprego nas camadas de pavimentação, utilizando a metodologia exposta anteriormente. Dessa forma, os resultados obtidos nos ensaios serão apresentados e analisados com base em normas, especificações técnicas, e outros estudos relacionados ao tema.

Ressalta-se que alguns ensaios tratam da caracterização do solo e da brita utilizados no estudo, enquanto que outros foram realizados, com o intuito de avaliar e comparar o solo em seu estado natural com as misturas A, B e C, que correspondem respectivamente as misturas de 30%, 50% e 70% de brita.

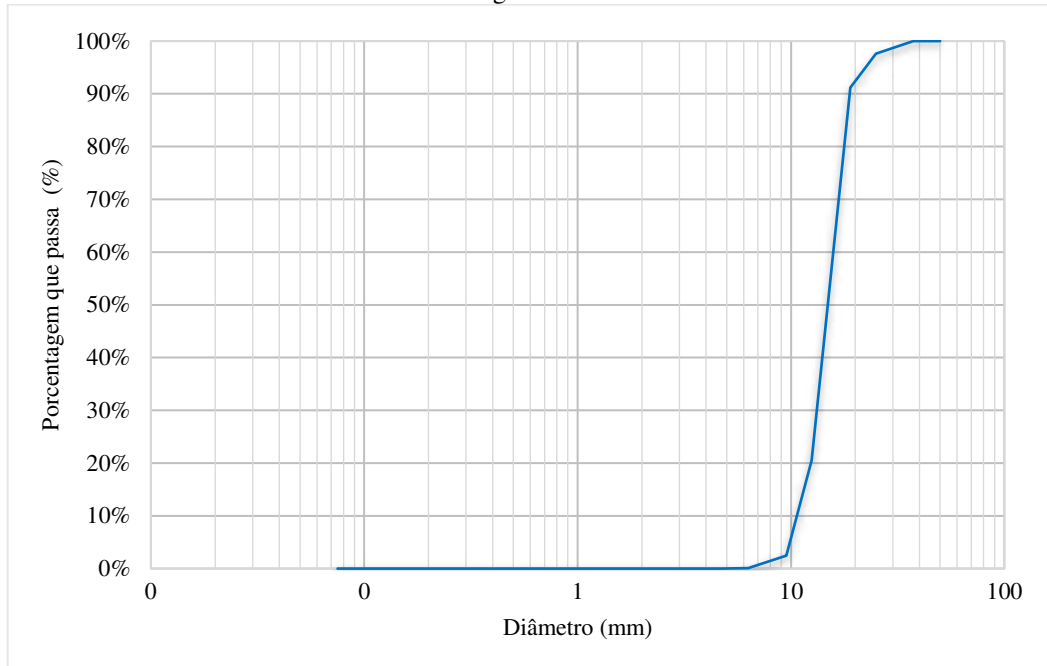
4.1 Análise granulométrica

Para caracterização dos materiais utilizados no trabalho, foi realizado o ensaio de análise granulométrica com o solo, apresentado no Gráfico 1, e com a brita, apresentado no Gráfico 2.



Fonte: Autor (2018).

Gráfico 2 - Curva granulométrica da brita 1

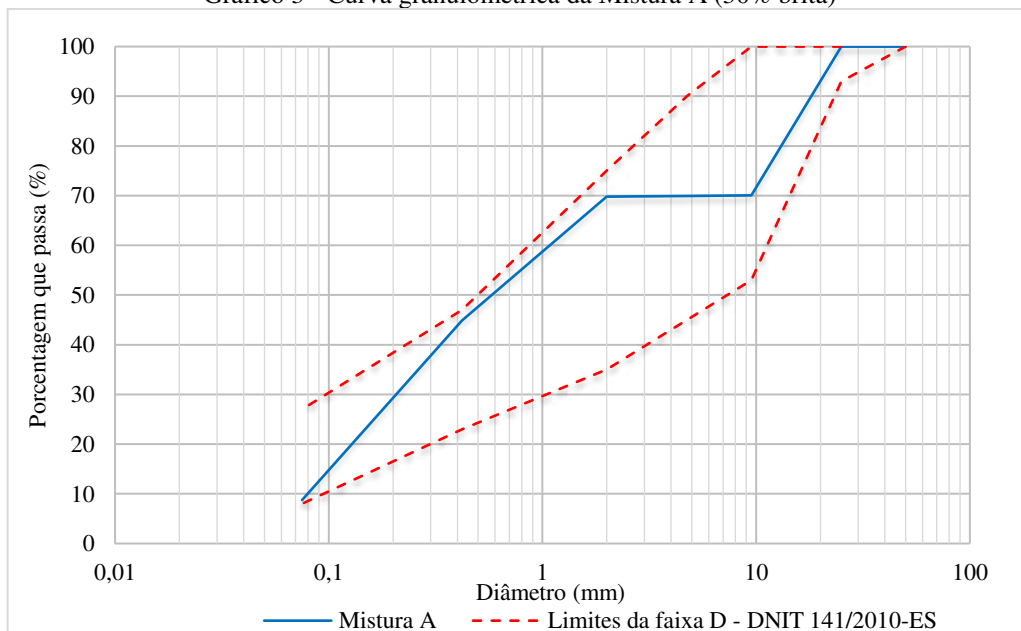


Fonte: Autor (2018).

A partir das curvas obtidas, verificou-se que o solo utilizado apresenta 73,20% de fração como areia fina, considerando a porção de partículas entre 0,42 mm a 0,075 mm, segundo DNIT (2006). A brita, por sua vez, apresentou uma curva característica que se aproxima da graduação uniforme.

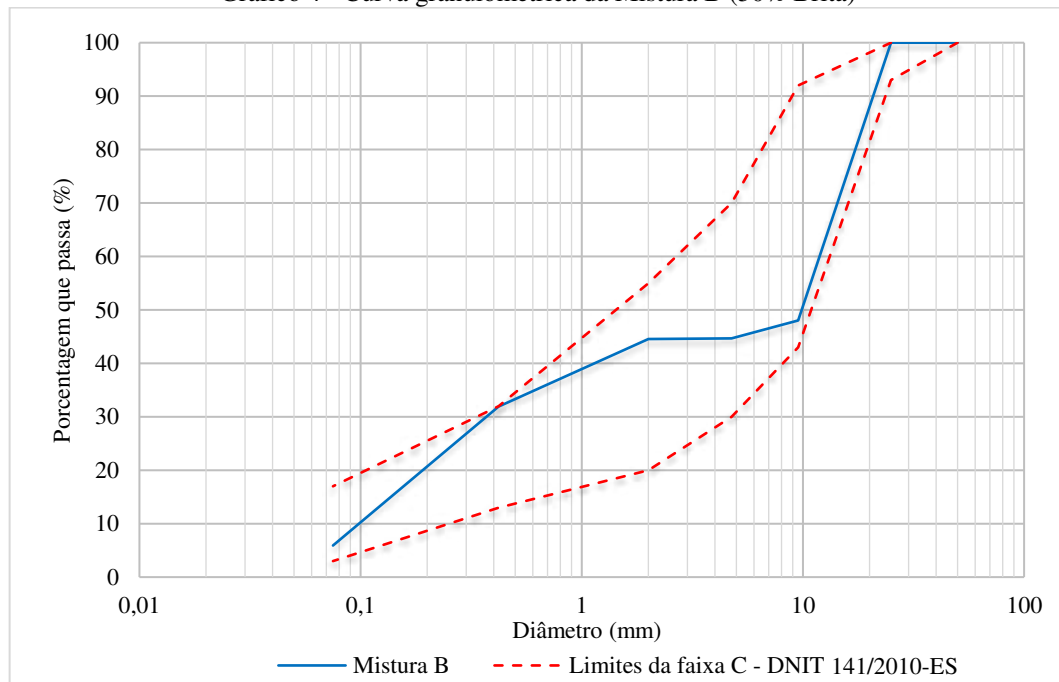
Os Gráficos 3, 4 e 5 apresentam os resultados do ensaio de granulometria das três misturas estudadas de solo-brita. Os valores obtidos no ensaio encontram-se no Apêndice A.

Gráfico 3 - Curva granulométrica da Mistura A (30% brita)



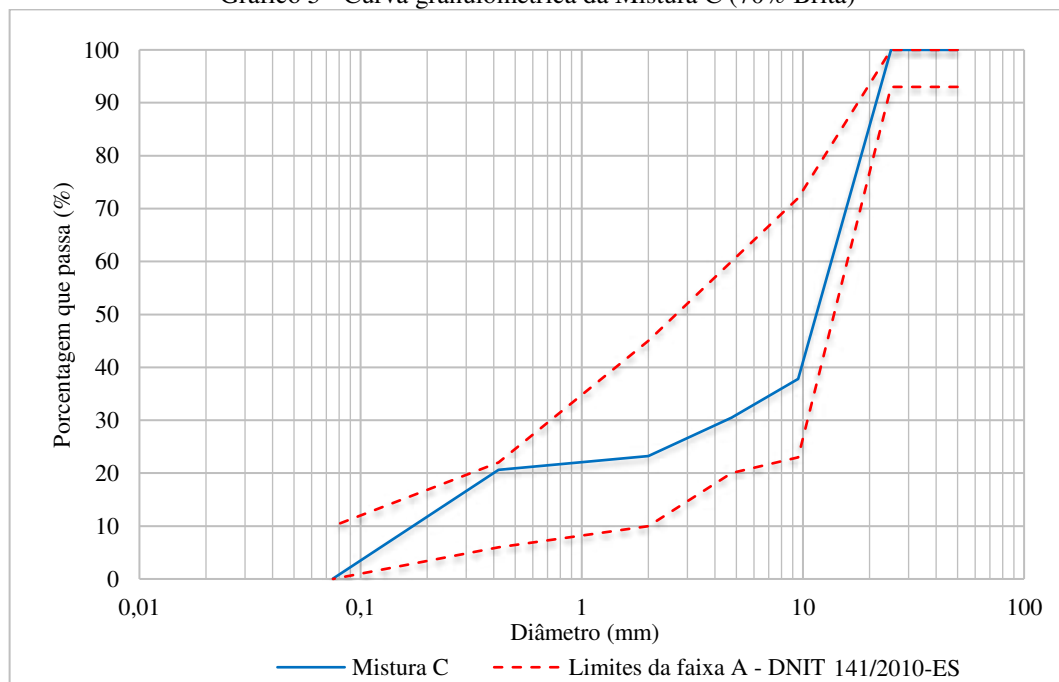
Fonte: Autor (2018).

Gráfico 4 - Curva granulométrica da Mistura B (50% Brita)



Fonte: Autor (2018).

Gráfico 5 - Curva granulométrica da Mistura C (70% Brita)



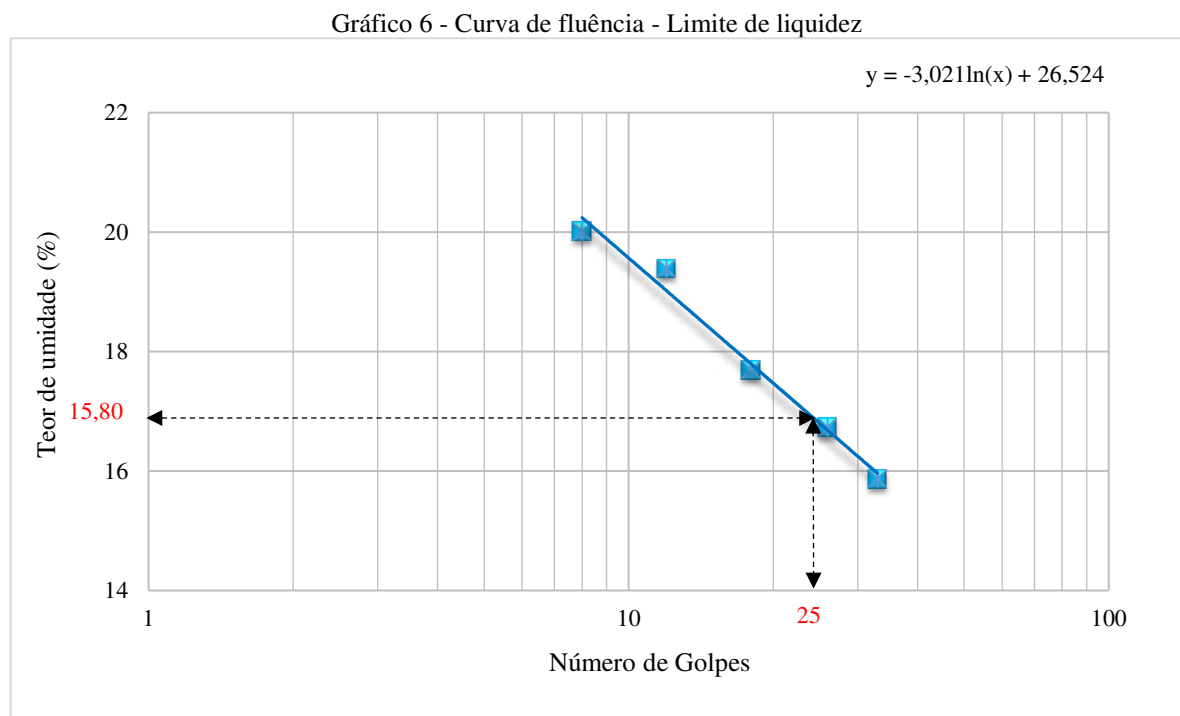
Fonte: Autor (2018).

Além de caracterizar a distribuição do tamanho dos grãos obtidos com a estabilização, e mostrar que a graduação obtida nas misturas é do tipo descontínua, os gráficos apresentados anteriormente, permitem avaliar também o enquadramento granulométrico exigido pela norma rodoviária DNIT 141/2010-ES para o emprego em camadas de bases estabilizadas granulometricamente, verificando que as três misturas atendem ao requisito.

4.2 Limites de consistência

4.2.1 Limite de liquidez

A fração de solo passante na peneira de nº 40 foi analisada no ensaio de limite de liquidez, e obteve-se um valor de 15,80%. O Gráfico 6 apresenta a curva de fluência obtida no ensaio, mostrando a relação do teor de umidade correspondente aos 25 golpes.



Fonte: Autor (2018).

A norma DNIT 141/2010-ES estabelece que o limite de liquidez deve ser menor ou igual a 25%, portanto, o valor obtido no ensaio para o solo estudado atende a especificação de serviço.

4.2.2 Limite de plasticidade

Por se tratar de um solo arenoso, não foi possível determinar o limite de plasticidade no ensaio. Ao tentar rolar a massa com os dedos para modelagem dos cilindros, o solo se desagregava antes mesmo de tomar forma, como mostra a Figura 36.

Figura 36 - Desagregação precoce das partículas



Fonte: Autor (2018).

4.2.3 Índice de plasticidade

De acordo com a norma DNER-ME 082/94, quando não se pode determinar o limite de liquidez ou de plasticidade, o índice de plasticidade do solo é igual a NP (não plástico). Assim, os limites de consistência do solo são resumidos na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores de LL, LP e IP

	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Solo Natural	15,80	NP	NP

Fonte: Autor (2018).

Villibor e Nogami (1995) explicam que os valores de LL e IP dos solos são limitados, tradicionalmente, quando se trata do emprego em camadas de pavimento, visto que a variação de volume na estrutura é um fator indesejável. Portanto, o índice de plasticidade nulo caracteriza uma condição favorável com base nos critérios exigidos pelas normas DNIT 141/2010-ES e DER/PR ES-P 07/05, que limitam o IP em 6%.

4.3 Classificação MCT

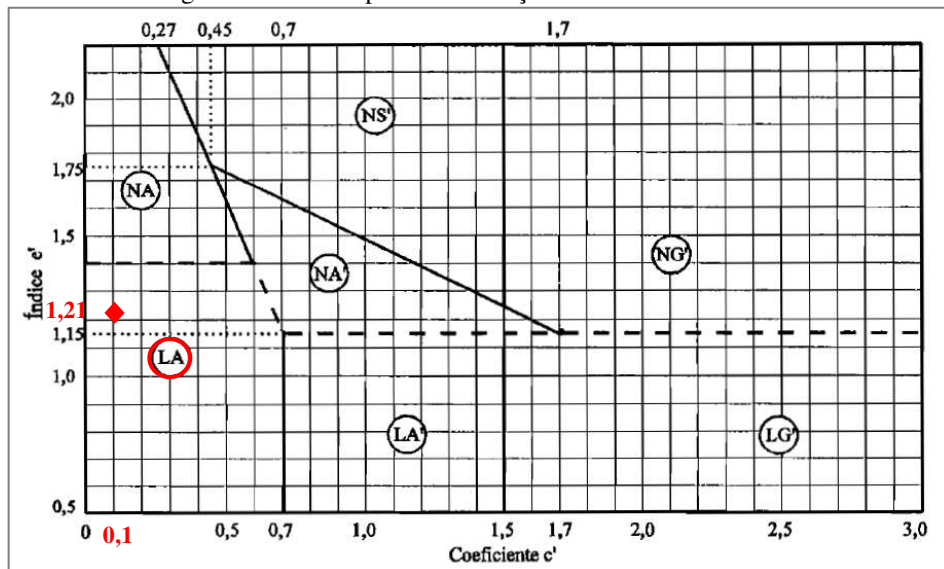
Na Tabela 4, são apresentados os valores obtidos para o coeficiente angular c' , o coeficiente de inclinação d' , e a perda de massa por imersão P_i para o solo estudado no ensaio de Mini-MCV. Segue também na mesma tabela, o coeficiente de laterização e' calculado a partir desses valores, e a classificação do solo obtida no ábaco (Figura 37).

Tabela 4 - Resumo dos coeficientes obtidos para a classificação

	Coeficiente c'	Coeficiente d'	Pi (%)	Coeficiente e'	Classificação MCT
Solo Natural	0,10	52,24	139,51	1,21	LA

Fonte: Autor (2018).

Figura 37 – Ábaco para classificação MCT do solo estudado



Fonte: Autor (2018).

Segundo a metodologia de classificação MCT, o solo analisado pertence ao grupo LA, que corresponde a areia laterítica quartzosa, um solo fino de baixa expansão mesmo quando o limite de liquidez é relativamente alto, além de ser pouco permeável e apresentar baixo índice de contração. Comparado a classificação HRB, esse grupo se aproxima de solos do tipo A – 2.

4.4 Abrasão “Los Angeles”

As especificações para bases estabilizadas granulometricamente, exigem que o desgaste do agregado retido na peneira nº 10 quando submetido ao ensaio de abrasão “Los Angeles” seja no máximo 55%. A brita 1 utilizada na estabilização foi submetida ao ensaio, com enquadramento na graduação B, e carga abrasiva referente a 11 esferas. O resultado obtido foi de 14,23% de perda de material, atendendo satisfatoriamente ao limite estabelecido.

4.5 Durabilidade

No ensaio de durabilidade com emprego de solução de sulfato de sódio, o agregado graúdo apresentou perda total de 4,93%, inferior ao limite de 12% estabelecido pela norma

DER/PR – ES-P 09/05 para misturas de solo arenoso-brita, portanto, atende as exigências da especificação de serviço

4.6 Densidade e absorção

A densidade e a capacidade de absorção dos agregados, também são características relevantes para a aplicação na pavimentação. Portanto, com o ensaio, foi possível verificar que a porosidade da brita 1 utilizada corresponde a 0,4%, um valor considerado satisfatório, pois representa um baixo índice de absorção de água. A densidade aparente determinada pelo ensaio foi de 1,547, e se aproxima dos valores de densidade aparente característicos dos materiais britados.

4.7 Índice de forma

Para avaliação da cubicidade dos agregados no ensaio de índice de forma, a média obtida para as razões b/a e c/b , é considerada melhor quanto mais próxima de 1. Dessa forma, considerando os parâmetros de classificação apresentados na metodologia, a Tabela 5 mostra o resultado obtido no ensaio com a brita 1, detalhado no Apêndice B.

Média b/a	0,74 > 0,5	Cúbica
Média c/b	0,67 > 0,5	

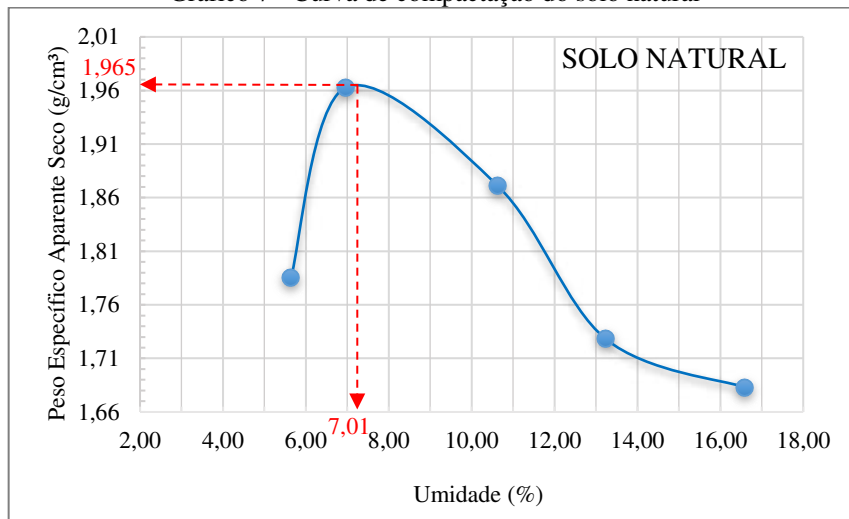
Fonte: Autor (2018).

4.8 Ensaio de compactação

O solo natural e as misturas A, B e C, foram submetidas ao ensaio de compactação com a energia intermediária, equivalente a aplicação de 26 golpes por camada, conforme o procedimento estabelecido na norma DNER-ME 129/94 para amostras não trabalhadas.

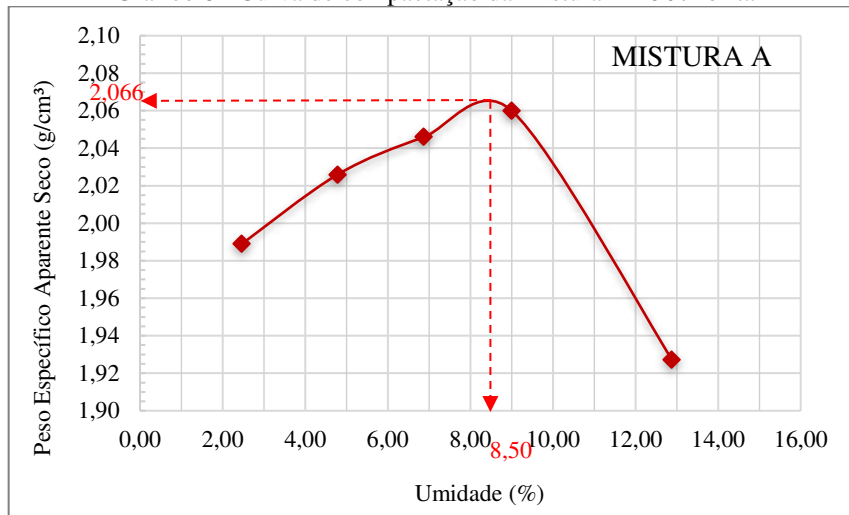
As curvas de compactação são apresentadas nos Gráficos de 7 a 10, e mostram para cada mistura a massa específica aparente máxima do solo seco ($MEAS_{máx}$) e a umidade ótima de compactação (h_{ot}), determinadas a partir do ponto de ordenada máxima da curva. Os dados do ensaio de compactação encontram-se no Apêndice C.

Gráfico 7 - Curva de compactação do solo natural



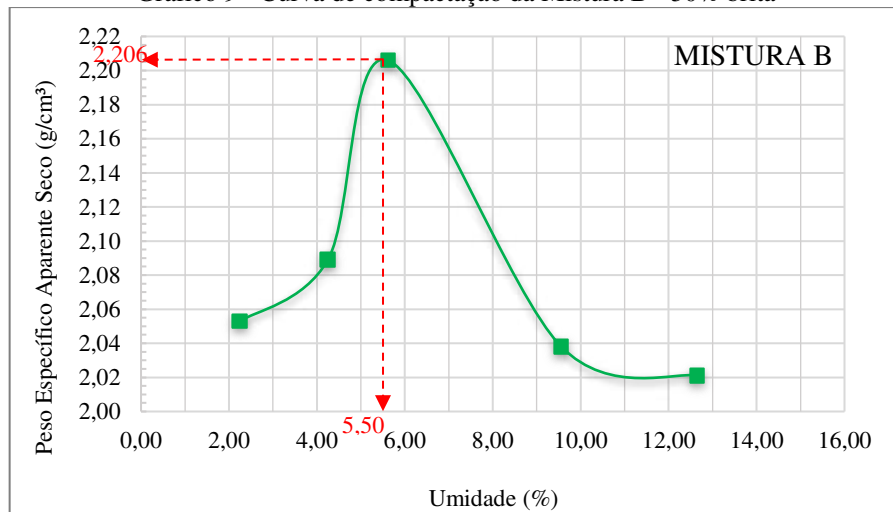
Fonte: Autor (2018).

Gráfico 8 - Curva de compactação da Mistura A - 30% brita



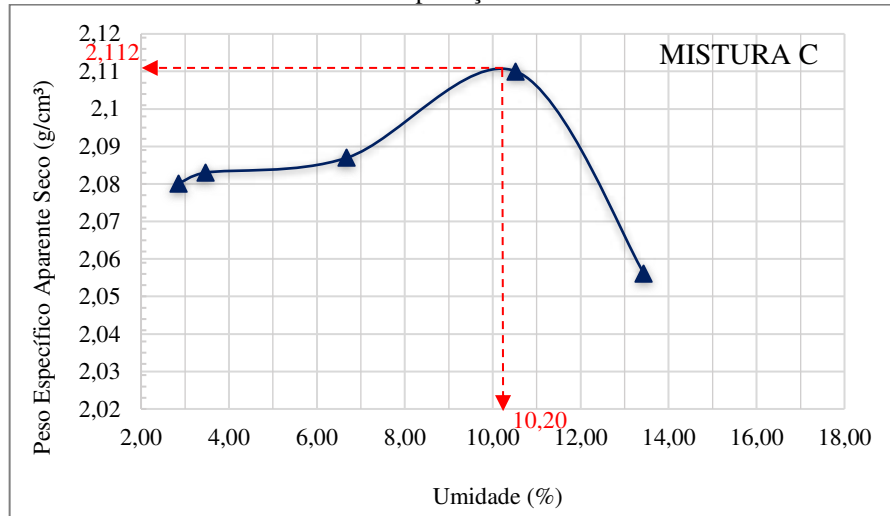
Fonte: Autor (2018).

Gráfico 9 - Curva de compactação da Mistura B - 50% brita



Fonte: Autor (2018).

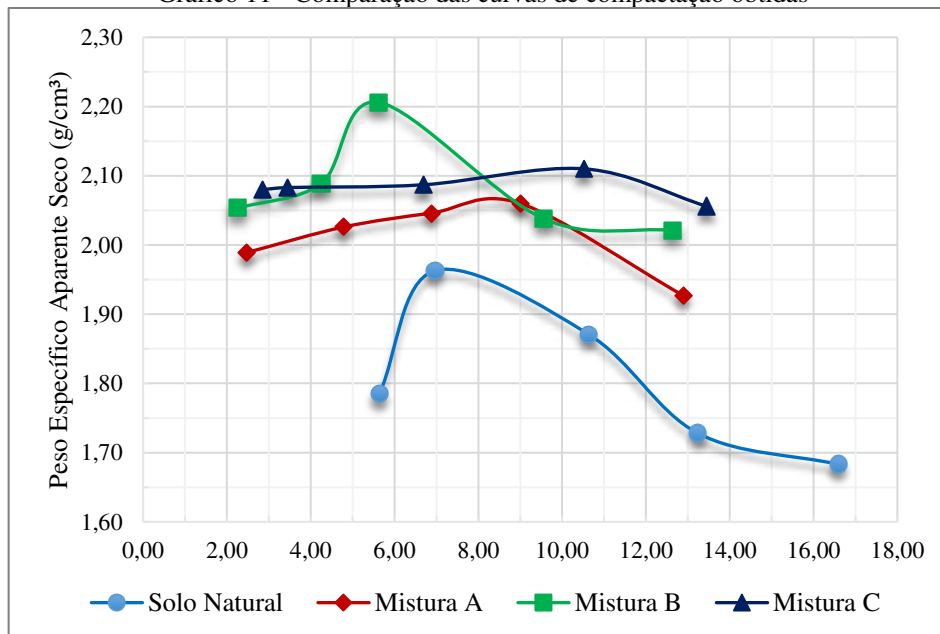
Gráfico 10 - Curva de compactação da Mistura C - 70% brita



Fonte: Autor (2018).

No Gráfico 11, é possível comparar mais detalhadamente o aumento da densidade proporcionada pela estabilização do solo com as diferentes porcentagens de brita.

Gráfico 11 - Comparação das curvas de compactação obtidas



Fonte: Autor (2018).

As britas apresentam baixa capacidade de absorção de água, logo, pode-se observar que no solo-brita, as umidades obtidas na curva de compactação são mais baixas e com menor variação de densidade em relação ao solo natural. Quando comparadas graficamente, tendem a se situar mais à esquerda do gráfico.

Devido ao processo de estabilização, também ocorre o aumento de massa específica aparente seca, já comentado anteriormente, que pode ser resultante do arranjo das partículas e

da maior aproximação desses grãos, isso faz com que as curvas de solo-brita se apresentem graficamente mais acima, como pode ser observado em outros estudos de solo-agregado.

Na Tabela 6, apresentam-se os resultados da compactação de forma simplificada, onde é possível verificar as variações na $MEAS_{m\acute{a}x}$ para cada mistura.

Tabela 6 - Resultados da compactação das misturas

	$MEAS_{m\acute{a}x}$ (g/cm ³)	h_{ot} (%)
Solo natural	1,965	7,01
Mistura A - 30% brita	2,066	8,50
Mistura B - 50% brita	2,206	5,50
Mistura C - 70% brita	2,112	10,20

Fonte: Autor (2018).

A partir dos valores obtidos, verificou-se que a Mistura B (50% brita) proporcionou uma densidade mais alta que as demais misturas. Isso se deve ao melhor arranjo das partes graúda e fina pelo preenchimento dos vazios com material fino, de acordo com a explicação de Bernucci et al. (2006) para o solo-agregado tipo (b) exposto anteriormente.

Na mistura de 70% brita, devido a semelhança com o solo-agregado tipo (a) apresentado por Bernucci et al. (2006), já era esperado que a densidade da mistura fosse mais baixa em relação a Mistura B, mas ainda assim, houve um aumento em relação a $MEAS_{m\acute{a}x}$ do solo natural.

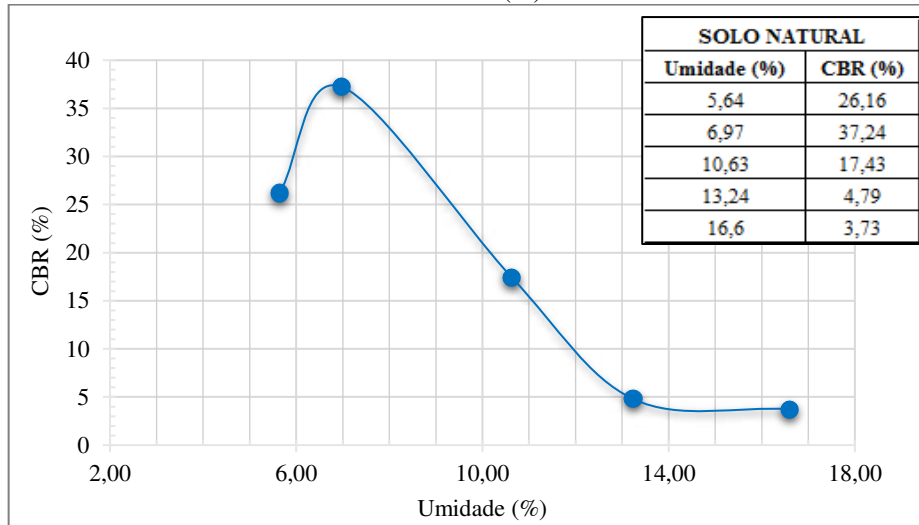
A Mistura A também apresentou aumento de massa específica aparente seca, embora tenha sido menor que as misturas B e C. Considerando o excesso de finos, a mesma pode ser classificada como solo-agregado tipo (c), onde o contato grão-grão não é garantido.

Quanto às umidades de compactação, verificou-se que o comportamento é atípico e não demonstra uma correlação nítida com a densidade.

4.9 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

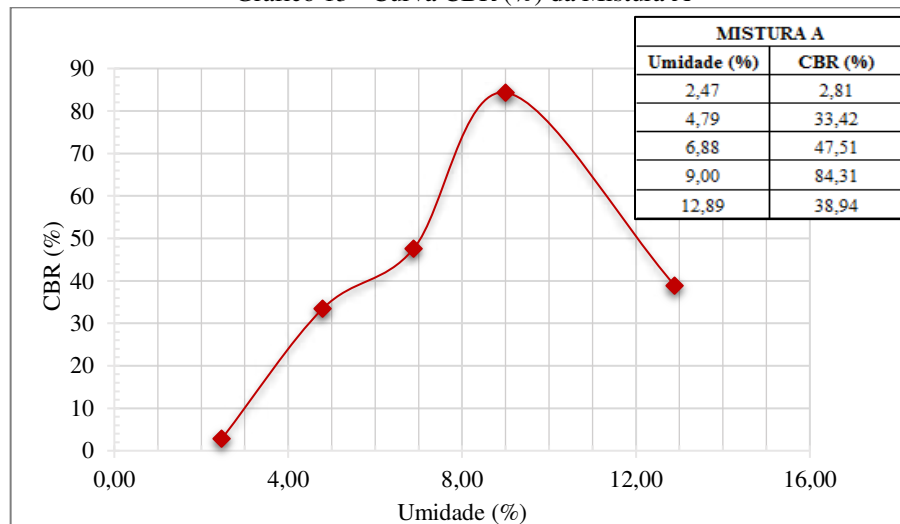
O Índice de Suporte Califórnia das misturas estabilizadas e do solo natural, foi verificado de acordo com a norma DNIT 172/2016 – ME, utilizando os corpos de prova moldados na compactação, após 4 dias de imersão em água. Assim, os Gráficos de 12 a 15 apresentam as curvas de CBR (%), definidas a partir da capacidade de suporte obtida para cada corpo de prova da compactação, e em seguida, a Tabela 7 mostra o resumo dos resultados de CBR do solo natural e de cada mistura.

Gráfico 12 - Curva CBR (%) do solo natural



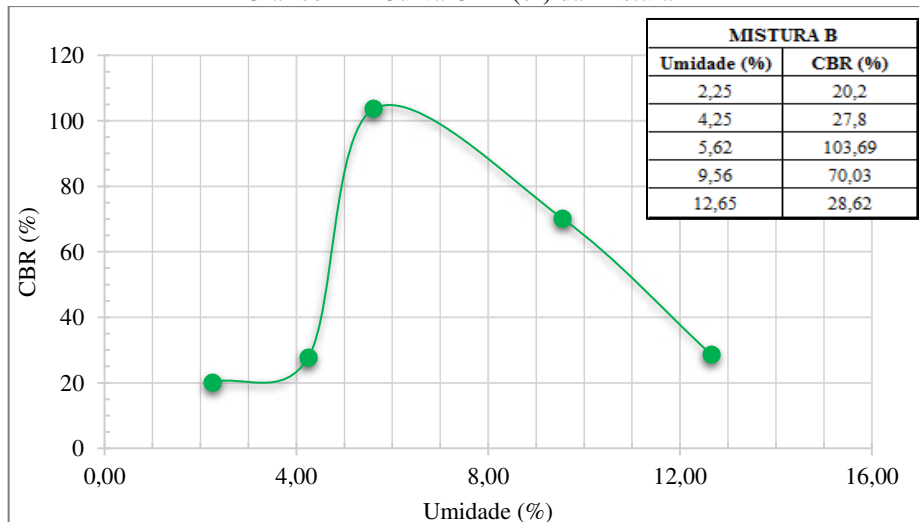
Fonte: Autor (2018).

Gráfico 13 - Curva CBR (%) da Mistura A



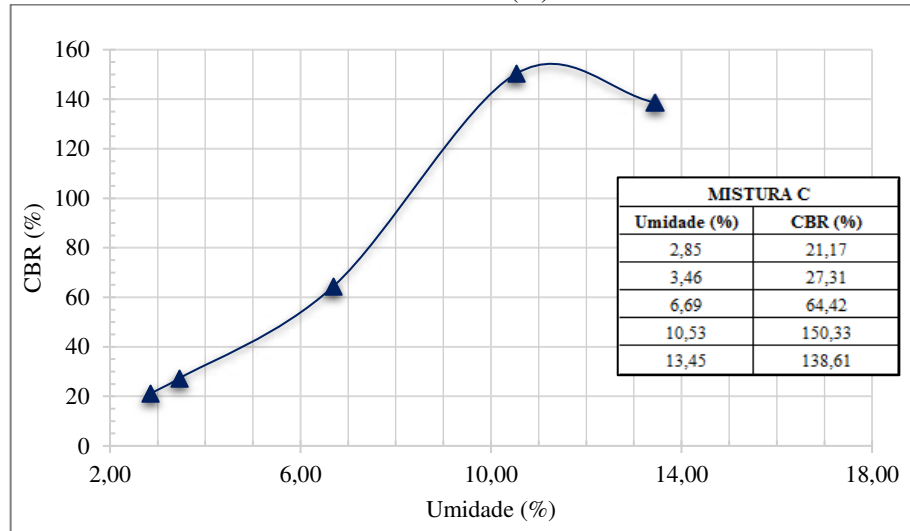
Autor (2018).

Gráfico 14 - Curva CBR (%) da Mistura B



Fonte: Autor (2018).

Gráfico 15 - Curva CBR (%) da Mistura C



Fonte: Autor (2018).

O ISC ou CBR, é então obtido pela ordenada máxima da curva, que corresponde a umidade ótima determinada na compactação. Na Tabela 7 são apresentados os valores do CBR.

Tabela 7 - Resultados do ensaio de CBR para cada mistura

	h_{ot} (%)	CBR (%)	Expansão (%)
Solo natural	7,01	37,0	0,01
Mistura A (30% brita)	8,50	84,0	0,00
Mistura B (50% brita)	5,50	103,0	0,02
Mistura C (70% brita)	10,20	148,0	0,14

Fonte: Autor (2018).

A partir dos resultados obtidos, foi verificado que o solo laterítico fino em estudo, atende as especificações rodoviárias para o emprego em camadas de sub-base e reforço, de acordo com a norma DNIT 139/2010-ES e DER/PR ES-P 07/05. E quando misturado nas proporções de 70%, 50% ou 30% de brita, compactados na energia intermediária, os valores de CBR e de expansão são satisfatórios para a utilização em camadas de bases para pavimentos de tráfego leve ou pesado, de acordo com o DNIT 141/2010-ES e DER/PR ES-P 07/05.

Nos ensaios de expansão, foi verificado que alguns extensômetros não recebiam calibração há um certo tempo, e com isso, a sensibilidade do aparelho poderia estar comprometida e interferir nas leituras de expansão.

Os ganhos de capacidade de suporte obtidos no estudo superam em 127% da capacidade do solo em seu estado natural. E comparando com outros estudos de estabilização de solos lateríticos finos, Couto (2009) analisou uma mistura de 60% de agregado pétreo e 40%

de argila laterítica, e obteve um CBR máximo de aproximadamente 60% na mesma energia de compactação, inferior ao obtido neste estudo para a mistura de 50% brita.

Borré (2013) realizou um estudo com mistura de solo laterítico agregado descontínuo (SLAD), e obteve um CBR de 79,35% na energia modificada para a proporção de 70% de agregado, utilizando um solo de comportamento laterítico argiloso. Assim, foi possível observar que as misturas com a areia laterítica, apresentaram resultados de capacidade de suporte maiores em relação às misturas com solo argiloso de comportamento laterítico, ainda na energia de compactação intermediária.

Logo, o emprego da mistura estudada é viável para camadas de base, considerando a alta capacidade de suporte apresentada.

5 CONCLUSÕES

O estudo permitiu avaliar características e propriedades de um solo arenoso fino laterítico de ocorrência na região metropolitana de São Luís, e verificou-se que em seu estado natural, o solo poderia ser utilizado em camadas de reforço e sub-base. No entanto, aplicando técnicas tradicionais de estabilização mecânica por compactação e correção granulométrica, a partir da mistura com brita, a utilização desse solo torna-se viável para camadas de base.

Vale ressaltar que, as bases de solo laterítico-agregado são infraestruturas alternativas, que podem substituir as bases de macadame hidráulico, brita graduada simples e solo-cimento, pois oferecem boa estabilidade e são mais econômicas (VILLIBOR et al., 2009).

Assim, apesar das três misturas estudadas apresentarem resultados satisfatórios, a porcentagem de brita influencia no custo do pavimento. Dessa forma, a Mistura A apresenta melhor custo benefício, dado que a capacidade de suporte obtida para a energia de compactação intermediária foi de 84%, quando o mínimo exigido pelas normas DNIT 141/2010-ES e DER/PR ES-P 07/05 para emprego em camadas de bases de tráfego pesado é de 80%. A Mistura B apresentou, tecnicamente, melhores resultados considerando a maior $MEAS_{máx}$ obtida no estudo, e o CBR de 103%, sendo assim, indicada em boas condições de investimentos.

Para emprego em camadas de base para pavimentos de tráfego leve, essas mesmas normas exigem um CBR maior ou igual a 60%, que sugestivamente, poderia ser atingido com proporções ainda menores de brita, mas que precisam ser avaliadas para garantir que outros fatores não influenciem na qualidade da mistura.

Considerando os estudos positivos para a utilização dos solos lateríticos finos na pavimentação, e tendo em vista que os mesmos constituem um tipo de solo tropical, seria interessante o desenvolvimento de estudos para o mapeamento das áreas de ocorrência desse tipo de solo, a nível municipal ou estadual para as obras de pavimentação.

A comparação entre misturas de um solo de comportamento laterítico e agregado, e um solo de comportamento não laterítico com agregado, é um outro estudo que pode proporcionar resultados interessantes sobre a estabilização de solos tropicais para a pavimentação.

Recomenda-se para futuros trabalhos, a realização do ensaio de determinação do módulo de resiliência do solo natural e das misturas, a fim de avaliar o desempenho do comportamento mecânico quanto às solicitações repetidas de carga, definido no ensaio pelas relações de tensão-deformação, procurando reproduzir em laboratório as condições de carregamento do tráfego na estrutura do pavimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7809**: Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaio. 2008.

ARAÚJO, Marcelo Almeida; et. al. **Análise Comparativa de Métodos de Pavimentação** – Pavimento Rígido (concreto) x Flexível (asfalto). Revista Científica Multidisciplinar Núcleo Do Conhecimento, ANO 1. VOL. 10, Pp. 187-196. Novembro de 2016 – ISSN.2448-0959.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação Asfáltica**: materiais, projeto e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BERNUCCI, Liedi Bariani et al. **Pavimentação Asfáltica**: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro. PETROBRAS: ABEDA, 2006.

BORRÉ. Gracielli. **Estudo de Misturas de Solo-Agregado para Uso em Bases e Sub-bases de Pavimentos Econômicos**. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí – RS, 2013.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2006. 274p.

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.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 6ª edição, volume 1. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de rodovias 2017**: relatório gerencial – Brasília: CNT: SEST: SENAT, 2017. 403p.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Transporte rodoviário**: porque os pavimentos das rodovias do Brasil não duram? – Brasília: CNT, 2017. 160p.

COUTO, Jeferson Berni. **Estudo de misturas de solo-agregado em bases e sub-bases rodoviárias do Rio Grande do Sul**: caracterização de laboratório e execução de trecho experimental. 2009. 163 f. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/17358>>. Acesso em 23 mai. 2018.

CRISTELO, N.M.C., **Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal**. 2001. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal, 2001. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/1822/150>>. Acesso em 29 mai. 2018.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. **DER/PR ES-P 07/05**: Pavimentação: Camadas estabilizadas granulometricamente – Especificação de serviço. Curitiba, Paraná, 2005. 16p.

____. **DER/PR ES-P 08/05:** Pavimentação: Solo arenoso fino laterítico – Especificação de serviço. Curitiba, Paraná, 2005. 12p.

____. **DER/PR ES-P 09/05:** Pavimentação: Solo arenoso- brita – Especificação de serviço. Curitiba, Paraná, 2005. 11p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 035/98:** Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles” – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998, 8p.

____. **DNER-ME 041/94:** Solos – preparação de amostras para ensaio de caracterização – Método de ensaio. 1994, 4p.

____. **DNER-ME 080/94:** Solos – análise granulométrica por peneiramento – Método de ensaio. 1994, 4p.

____. **DNER-ME 081/98:** Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998, 6p.

____. **DNER-ME 082/94:** Solos – determinação do limite de plasticidade – Método de ensaio. 1994, 3p.

____. **DNER-ME 083/98:** Agregados – análise granulométrica – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998, 5p.

____. **DNER-ME 089/94:** Agregados – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994, 6p.

____. **DNER-PRO 120/97:** Coleta de amostras de agregados. [S.l.], 1997, 5 p.

____. **DNER-ME 122/94:** Solos – determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito – Método de ensaio. 1994, 7p.

____. **DNER-PRO 199/96:** Redução de amostra de campo de agregados para ensaio de laboratório – Procedimento. 1996, 5p.

____. **DNER-ME 256/94:** Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão – Método de ensaio. 1994, 7p.

____. **DNER-ME 258/94:** Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV – Método de ensaio. 1994, 16p.

____. **DNER-CLA 259/96:** Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura - Classificação. 1996, 6p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 139/2010 - ES:** Pavimentação – sub-base estabilizada granulometricamente – Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR, 2010. 7p.

_____. **DNIT 141/2010 - ES: Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente – Especificação de serviço.** Rio de Janeiro: IPR, 2010. 9p.

_____. **DNIT 164/2013 - ME: Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.** Rio de Janeiro: IPR, 2013. 7p.

_____. **DNIT 172/2016 - ME: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.** Rio de Janeiro: IPR, 2016. 17p.

DUTRA, Sónia V.M. **Estado da Arte sobre a Utilização de Solos Lateríticos em Pavimentos Rodoviários.** Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal, 2014.

FELTEN, Débora. **Estudo sobre solos arenosos finos lateríticos da Planície Costeira Sul do RS para emprego em pavimentação econômica.** 2005. 145 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) – Fundação Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, 2005.

MARQUES, Geraldo Luciano de Oliveira. **Pavimentação.** Notas de aula da disciplina TRN 32. Versão: 06.2. Faculdade de Engenharia. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, MG, 2006.

MEDINA, J.; MOTTA. L.M.G. **Mecânica dos pavimentos.** 3ª ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.

MEDRADO, W.A.; et al. **Avaliação do comportamento mecânico de um solo arenoso fino do norte de Minas Gerais para emprego em vias de baixo volume de tráfego.** Revista Pavimentação. Associação Brasileira de Pavimentação. Ano V - Nº 17 - Abril/Maio/Junho de 2010.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.** São Paulo: Villibor, 1995. 240p.

SENÇO, Wlastermiler de. 1929. **Manual de técnicas de pavimentação:** volume 1. 2ª ed. ampliada. São Paulo: Pini, 2007.

SANTOS. Monique Nascimento. **Análise do Efeito de Estabilização Mecânica em Matrizes de Terra.** Relatório Final de Iniciação Científica. Pontifícia Universidade Católica - PUC. Rio de Janeiro. Jul. 2012.

SANTOS. Washington José. **Avaliação do Uso de Emulsão Asfáltica na Estabilização Química de Três Solos de Sergipe.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Campina Grande – Campina Grande, 2009.

SARTORI. Guilherme. **Estudo de Estabilização de Solos para Fins de Pavimentação na Região de Campo Mourão.** 2015. 54p. Trabalho de Conclusão (Bacharelado) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2015.

SOLIZ, Valeria Vaca Pereira. **Estudo de Três Solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica.** Dissertação – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE – Rio de Janeiro, 2007.

TEIXEIRA, Ivonei. **Estabilização de um Solo Laterítico Argiloso para Utilização como Camada de Pavimento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Campinas, SP: [s.n.], 2014.

VIANA, Diogo José Silveira. **Estabilização em um Solo Tropical da Ilha de São Luís para Uso em Pavimentação**. Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, São Luís, 2013.

VILLIBOR, D. F. **Estabilização Granulométrica ou Mecânica**. GRÁFICA EESC – USP, São Carlos, SP, 1982.

VILLIBOR, Douglas Fadul; et al. **Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas**. 2ª edição, São Paulo: Arte & Ciência, 2009.

VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.S. **Aspectos Fundamentais para Uso Adequado de SAFL em Bases de Pavimentos de Baixo Custo**. In.: 33ª Reunião Anual de Pavimentação. Florianópolis, SC, 2001.

APÊNDICE A – GRANULOMETRIA DAS MISTURAS SOLO-BRITA

Tabela 8 - Granulometria da Mistura A (30% brita)

Peneira	Abertura (mm)	Peso Seco Retido (g)		% que passa	GRADUAÇÃO D - DNIT		
		Parcial	Acumulado		Limite inf.	Limite sup.	Tolerância
2"	50	0,0	0,0	100,0	100,0	100,0	± 7
1"	25	0,0	0,0	100,0	100,0	100,0	± 7
3/8"	9,5	625,5	625,5	70,1	60,0	100,0	± 7
Nº 4	4,75	3,5	629,0	69,9	50,0	85,0	± 5
Nº 10	2	2,4	631,4	69,8	40,0	70,0	± 5
40	0,42	520,9	1152,3	44,9	25,0	45,0	± 2
200	0,075	755,5	1907,8	8,7	10,0	25,0	± 2

Fonte: Autor (2018)

Tabela 9 - Granulometria da Mistura B (50% brita)

Peneira	Abertura (mm)	Peso Seco Retido (g)		% que passa	GRADUAÇÃO C - DNIT		
		Parcial	Acumulado		Limite inf.	Limite sup.	Tolerância
2"	50	0,0	0,0	100,0	100,0	100,0	± 7
1"	25	0,0	0,0	100,0	100,0	100,0	± 7
3/8"	9,5	1090,0	1090,0	48,0	50,0	85,0	± 7
Nº 4	4,75	70,1	1160,1	44,7	35,0	65,0	± 5
Nº 10	2	2,5	1162,6	44,6	25,0	50,0	± 5
40	0,42	265,3	1427,9	31,9	15,0	30,0	± 2
200	0,075	544,7	1972,6	5,9	5,0	15,0	± 2

Fonte: Autor (2018)

Tabela 10 - Granulometria da Mistura C (70% brita)

Peneira	Abertura (mm)	Peso Seco Retido (g)		% que passa	GRADUAÇÃO A - DNIT		
		Parcial	Acumulado		Limite inf.	Limite sup.	Tolerância
2"	50	0,0	0,0	100,0	100,0	100,0	± 7
1"	25	0,0	0,0	100,0	100,0	100,0	± 7
3/8"	9,5	1367,7	1367,7	37,8	30,0	65,0	± 7
Nº 4	4,75	161,9	1529,6	30,5	25,0	55,0	± 5
Nº 10	2	160,0	1689,6	23,2	15,0	40,0	± 5
40	0,42	56,2	1745,8	20,6	8,0	20,0	± 2
200	0,075	452,9	2198,7	0,1	2,0	8,0	± 2

Fonte: Autor (2018)

APÊNDICE B – ÍNDICE DE FORMA

Tabela 11 - Índice de forma

Nº	a	b	c	b/a	c/b	Nº	a	b	c	b/a	c/b
1	50,70	26,10	12,10	0,51	0,46	51	23,80	16,50	10,25	0,69	0,62
2	31,85	27,25	19,00	0,86	0,70	52	28,90	18,50	16,60	0,64	0,90
3	36,35	23,40	15,70	0,64	0,67	53	27,55	18,90	12,70	0,69	0,67
4	32,85	24,50	14,55	0,75	0,59	54	21,90	18,40	15,75	0,84	0,86
5	29,90	28,10	18,50	0,94	0,66	55	22,90	15,60	10,20	0,68	0,65
6	33,00	22,00	18,40	0,67	0,84	56	26,00	20,00	9,30	0,77	0,47
7	24,50	23,00	14,00	0,94	0,61	57	23,80	14,20	10,70	0,60	0,75
8	28,20	25,25	20,15	0,90	0,80	58	21,15	14,55	13,00	0,69	0,89
9	31,50	24,05	17,10	0,76	0,71	59	30,00	18,50	13,50	0,62	0,73
10	35,40	24,25	11,80	0,69	0,49	60	29,40	19,00	17,00	0,65	0,89
11	27,45	18,75	18,80	0,68	1,00	61	23,20	17,50	10,70	0,75	0,61
12	28,40	24,75	9,65	0,87	0,39	62	28,00	18,40	9,90	0,66	0,54
13	29,20	22,95	16,25	0,79	0,71	63	24,65	20,40	8,40	0,83	0,41
14	28,30	19,80	14,85	0,70	0,75	64	23,10	19,70	12,50	0,85	0,63
15	26,10	21,25	16,85	0,81	0,79	65	25,40	20,20	14,70	0,80	0,73
16	29,80	14,75	13,55	0,49	0,92	66	26,00	23,00	8,25	0,88	0,36
17	37,15	21,15	11,15	0,57	0,53	67	26,90	16,60	7,85	0,62	0,47
18	27,00	17,70	12,20	0,66	0,69	68	30,30	19,90	9,20	0,66	0,46
19	26,50	17,25	16,20	0,65	0,94	69	28,60	18,90	10,20	0,66	0,54
20	26,75	18,80	12,80	0,70	0,68	70	25,05	18,00	10,80	0,72	0,60
21	28,70	21,00	11,75	0,73	0,56	71	21,40	17,80	15,40	0,83	0,87
22	28,00	19,20	12,60	0,69	0,66	72	30,50	20,40	7,60	0,67	0,37
23	31,15	20,80	15,10	0,67	0,73	73	22,90	20,20	18,20	0,88	0,90
24	29,80	20,20	14,90	0,68	0,74	74	23,00	17,50	7,50	0,76	0,43
25	25,20	19,80	16,70	0,79	0,84	75	36,40	24,60	12,50	0,68	0,51
26	24,40	18,00	13,00	0,74	0,72	76	25,00	17,00	11,00	0,68	0,65
27	26,40	20,75	11,90	0,79	0,57	77	27,15	17,55	9,35	0,65	0,53
28	29,25	19,65	13,00	0,67	0,66	78	23,90	29,15	17,85	1,22	0,61
29	24,70	19,05	11,80	0,77	0,62	79	22,90	15,30	11,00	0,67	0,72
30	22,80	18,55	18,30	0,81	0,99	80	41,90	20,00	10,15	0,48	0,51
31	27,85	15,25	13,40	0,55	0,88	81	29,10	21,40	9,00	0,74	0,42
32	29,50	20,00	15,60	0,68	0,78	82	30,50	18,65	8,90	0,61	0,48
33	28,15	23,20	14,90	0,82	0,64	83	22,10	18,30	10,50	0,83	0,57
34	28,70	25,00	9,60	0,87	0,38	84	19,75	16,25	12,80	0,82	0,79
35	24,40	18,00	15,00	0,74	0,83	85	19,75	15,60	12,70	0,79	0,81
36	25,10	21,90	15,20	0,87	0,69	86	28,30	19,00	12,00	0,67	0,63
37	25,00	17,90	15,20	0,72	0,85	87	26,00	18,90	8,30	0,73	0,44
38	28,70	20,00	13,30	0,70	0,67	88	32,20	17,50	12,80	0,54	0,73
39	22,40	17,60	14,70	0,79	0,84	89	23,70	21,15	15,20	0,89	0,72
40	27,30	17,95	11,70	0,66	0,65	90	24,20	24,00	14,90	0,99	0,62
41	29,60	13,45	12,70	0,45	0,94	91	23,90	17,15	15,00	0,72	0,87
42	25,00	16,70	11,50	0,67	0,69	92	19,30	17,40	11,55	0,90	0,66
43	26,70	20,65	17,20	0,77	0,83	93	22,70	18,50	10,90	0,81	0,59
44	31,80	18,30	7,60	0,58	0,42	94	19,00	17,00	11,80	0,89	0,69
45	40,60	18,95	12,35	0,47	0,65	95	19,80	18,30	15,60	0,92	0,85
46	25,10	19,65	11,75	0,78	0,60	96	27,30	19,30	14,50	0,71	0,75
47	24,00	18,40	13,45	0,77	0,73	97	23,60	21,40	18,25	0,91	0,85
48	28,05	19,40	17,20	0,69	0,89	98	21,30	16,35	15,30	0,77	0,94
49	23,15	16,90	11,00	0,73	0,65	99	23,40	18,70	12,70	0,80	0,68
50	21,15	18,95	11,40	0,90	0,60	100	23,80	18,70	7,20	0,79	0,39

Tabela 11 – Índice de forma (continuação)

Nº	a	b	c	b/a	c/b	Nº	a	b	c	b/a	c/b
101	23,60	18,55	7,00	0,79	0,38	151	20,40	16,15	10,40	0,79	0,64
102	19,90	15,50	13,30	0,78	0,86	152	30,00	11,70	8,00	0,39	0,68
103	22,50	15,00	10,00	0,67	0,67	153	22,40	14,25	8,30	0,64	0,58
104	22,00	20,20	15,60	0,92	0,77	154	24,00	14,90	7,00	0,62	0,47
105	24,65	21,40	16,75	0,87	0,78	155	28,00	19,00	10,10	0,68	0,53
106	19,30	13,30	12,60	0,69	0,95	156	25,05	12,80	9,25	0,51	0,72
107	21,10	19,00	16,00	0,90	0,84	157	25,10	15,65	10,20	0,62	0,65
108	21,35	15,00	14,90	0,70	0,99	158	21,50	16,10	8,55	0,75	0,53
109	19,70	17,40	14,90	0,88	0,86	159	30,00	15,20	9,30	0,51	0,61
110	27,50	20,25	12,00	0,74	0,59	160	25,00	15,05	8,50	0,60	0,56
111	19,10	18,80	16,70	0,98	0,89	161	19,30	16,55	8,60	0,86	0,52
112	29,80	17,00	9,20	0,57	0,54	162	25,50	16,70	8,35	0,65	0,50
113	20,30	18,80	7,80	0,93	0,41	163	19,15	12,85	9,30	0,67	0,72
114	21,40	19,65	12,20	0,92	0,62	164	21,55	12,70	10,30	0,59	0,81
115	30,70	18,40	9,10	0,60	0,49	165	22,55	11,60	10,00	0,51	0,86
116	22,50	18,30	12,45	0,81	0,68	166	17,70	12,90	9,20	0,73	0,71
117	19,10	16,30	13,60	0,85	0,83	167	22,00	12,45	10,50	0,57	0,84
118	22,25	17,20	12,20	0,77	0,71	168	17,10	11,20	9,80	0,65	0,88
119	21,85	14,90	9,70	0,68	0,65	169	16,85	15,25	10,90	0,91	0,71
120	21,00	16,40	13,30	0,78	0,81	170	18,10	13,10	8,60	0,72	0,66
121	24,00	19,25	14,10	0,80	0,73	171	24,70	12,60	8,80	0,51	0,70
122	21,40	16,20	10,00	0,76	0,62	172	18,70	14,90	11,50	0,80	0,77
123	19,80	19,65	11,45	0,99	0,58	173	19,35	11,20	10,90	0,58	0,97
124	22,20	18,10	12,50	0,82	0,69	174	18,15	11,70	9,40	0,64	0,80
125	22,70	20,60	7,20	0,91	0,35	175	15,40	10,80	9,20	0,70	0,85
126	20,00	17,80	10,00	0,89	0,56	176	15,10	11,70	9,40	0,77	0,80
127	22,10	15,25	12,65	0,69	0,83	177	25,40	10,70	9,80	0,42	0,92
128	20,90	17,70	15,00	0,85	0,85	178	17,00	14,60	8,55	0,86	0,59
129	22,70	17,10	10,00	0,75	0,58	179	18,60	14,00	9,80	0,75	0,70
130	21,40	13,70	11,60	0,64	0,85	180	17,30	14,55	12,10	0,84	0,83
131	23,00	17,30	13,50	0,75	0,78	181	17,50	10,20	9,15	0,58	0,90
132	21,00	15,00	11,00	0,71	0,73	182	18,00	12,10	8,70	0,67	0,72
133	25,70	16,10	11,90	0,63	0,74	183	19,65	14,15	9,40	0,72	0,66
134	21,80	16,00	13,90	0,73	0,87	184	18,50	12,70	10,20	0,69	0,80
135	25,00	18,30	14,75	0,73	0,81	185	19,05	13,10	8,20	0,69	0,63
136	22,90	18,65	11,00	0,81	0,59	186	20,70	13,00	10,75	0,63	0,83
137	20,40	17,10	12,70	0,84	0,74	187	17,70	15,50	8,30	0,88	0,54
138	16,80	12,50	9,50	0,74	0,76	188	15,40	13,60	11,00	0,88	0,81
139	19,00	16,30	11,00	0,86	0,67	189	17,60	15,70	9,50	0,89	0,61
140	28,00	16,60	11,50	0,59	0,69	190	19,65	12,70	8,70	0,65	0,69
141	27,00	23,90	8,90	0,89	0,37	191	18,50	12,70	9,30	0,69	0,73
142	20,80	17,00	11,85	0,82	0,70	192	15,10	14,10	6,30	0,93	0,45
143	26,20	19,40	9,40	0,74	0,48	193	27,80	13,50	7,90	0,49	0,59
144	20,00	18,20	8,50	0,91	0,47	194	13,60	15,50	7,35	1,14	0,47
145	25,20	18,15	9,00	0,72	0,50	195	17,30	13,40	6,90	0,77	0,51
146	21,20	15,60	9,25	0,74	0,59	196	19,60	12,20	7,50	0,62	0,61
147	21,50	19,45	9,00	0,90	0,46	197	15,00	13,15	7,10	0,88	0,54
148	26,20	15,10	9,60	0,58	0,64	198	18,40	13,70	7,20	0,74	0,53
149	24,50	17,45	10,00	0,71	0,57	199	27,40	15,30	6,90	0,56	0,45
150	19,40	18,00	10,20	0,93	0,57	200	18,30	14,10	5,00	0,77	0,35

Média b/a = 0,74

Média c/b = 0,67

Fonte: Autor (2018).

APÊNDICE C – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Tabela 12 - Ensaio de compactação do solo natural

Amostra: Solo Natural										
Proctor: Intermediário 26 golpes										
Peso da amostra (g): 7000										
Molde	1		2		3		4		5	
Diâmetro (mm)	152,06		151,90		151,90		151,93		152,37	
Altura do molde (mm)	178,4		176,97		176,97		177,91		177,53	
Altura do disco (mm)	62,61		62,61		62,61		62,61		62,61	
Volume do Molde (cm ³)	2102,71		2072,31		2072,31		2090,20		2095,48	
Dados da Compactação										
Volume do Molde (cm ³)	2102,71		2072,31		2072,31		2090,2		2095,48	
Peso do Molde (g)	4272,2		4263,6		4263,6		4234,3		5522,5	
Peso do Molde + Solo (g)	8237,3		8615,4		8552,6		8324,3		9633,6	
Nº da Cápsula	53	42	19	17	58	17	38	55	30	5
Peso da Cápsula (g)	15,04	13,89	20,05	18,54	16,81	18,45	16,4	17,41	17,64	15,29
Peso da Cápsula + Solo Úmido (g)	44,08	47,35	54,16	53,46	56,99	50,71	56,92	76,26	74,63	53,19
Peso da Cápsula + Solo Seco (g)	42,56	45,53	52,03	51,09	53,08	47,65	52,65	68,72	66,46	47,83
Umidade (%)	5,52	5,75	6,66	7,28	10,78	10,48	11,78	14,70	16,74	16,47
Umidade média (%)	5,64		6,97		10,63		13,24		16,60	
Peso Especifico Aparente (g/cm ³)	1,886		2,10		2,07		1,957		1,962	
Peso Esp. Aparente Sec. (g/cm ³)	1,785		1,963		1,871		1,728		1,683	

Fonte: Autor (2018).

Tabela 13 - Ensaio de compactação da Mistura A

Amostra: Solo + 30% brita										
Proctor: Intermediário 26 golpes										
Peso da amostra (g): 7000										
Molde	1		2		3		4		5	
Diâmetro (mm)	151,93		151,93		151,93		151,93		151,93	
Altura do molde (mm)	177,91		177,91		177,91		177,91		177,91	
Altura do disco (mm)	62,61		62,61		62,61		62,61		62,61	
Volume do Molde (cm ³)	2090,2		2090,2		2090,2		2090,2		2090,2	
Dados da Compactação										
Volume do Molde (cm ³)	2090,20		2090,2		2090,2		2090,2		2090,2	
Peso do Molde (g)	4234,3		4234,3		4234,3		4234,3		4234,3	
Peso do Molde + Solo (g)	8494,6		8671,9		8805,8		8926,2		8779,9	
Nº da Cápsula	7	5	41	42	20	55	53	58	100	122
Peso da Cápsula (g)	18,46	15,26	17,19	13,87	18,26	17,39	15,06	16,79	15,67	13,87
Peso da Cápsula + Solo Úmido (g)	45,35	65,85	48,65	31,06	52,7	52,71	72,97	72,26	62,2	56,07
Peso da Cápsula + Solo Seco (g)	44,69	64,65	47,20	30,28	50,49	50,43	68,2	67,67	56,89	51,25
Umidade (%)	2,52	2,43	4,83	4,75	6,86	6,90	8,98	9,02	12,88	12,90
Umidade média (%)	2,47		4,79		6,88		9,00		12,89	
Peso Especifico Aparente (g/cm ³)	2,038		2,123		2,187		2,245		2,175	
Peso Esp. Aparente Sec. (g/cm ³)	1,989		2,026		2,046		2,06		1,927	

Fonte: Autor (2018).

Tabela 14 - Ensaio de compactação da Mistura B

Amostra:	Solo + 50% brita									
Proctor:	Intermediário 26 golpes									
Peso da amostra (g):	7000									
Molde	1		2		3		4		5	
Diâmetro (mm)	152,48		151,93		152,63		152,06		152,06	
Altura do molde (mm)	177,37		177,91		178,08		177,63		178,40	
Altura do disco (mm)	62,61		62,61		62,61		62,61		62,61	
Volume do Molde (cm ³)	2095,44		2090,2		2112,8		2088,78		2102,71	
Dados da Compactação										
Volume do Molde (cm ³)	2095,44		2090,2		2112,8		2088,78		2102,71	
Peso do Molde (g)	4330,9		4234,3		4871,2		4249,5		4272,2	
Peso do Molde + Solo (g)	8728,7		8787,7		9794,5		8912,8		9060,4	
Nº da Cápsula	53	41	38	20	30	38	30	55	58	5
Peso da Cápsula (g)	15,05	17,18	16,39	18,23	17,62	16,39	17,62	17,42	16,82	15,28
Peso da Cápsula + Solo Úmido (g)	61,71	69,35	56,51	53,41	44,06	42,21	63,1	62,77	68,3	63,31
Peso da Cápsula + Solo Seco (g)	60,80	68,07	54,94	51,92	42,63	40,86	59,4	58,55	62,59	57,85
Umidade (%)	1,99	2,52	4,07	4,42	5,72	5,52	8,86	10,26	12,48	12,83
Umidade média (%)	2,25		4,25		5,62		9,56		12,65	
Peso Especifico Aparente (g/cm ³)	2,099		2,178		2,33		2,233		2,277	
Peso Esp. Aparente Sec. (g/cm ³)	2,053		2,089		2,206		2,038		2,021	

Fonte: Autor (2018).

Tabela 15 - Ensaio de compactação da Mistura C

Amostra:	Solo + 70% brita									
Proctor:	Intermediário 26 golpes									
Peso da amostra (g):	7000									
Molde	1		2		3		4		5	
Diâmetro (mm)	152,48		152,06		151,93		152,06		152,06	
Altura do molde (mm)	177,37		178,40		177,91		178,4		177,63	
Altura do disco (mm)	62,61		62,61		62,61		62,61		62,61	
Volume do Molde (cm ³)	2095,44		2102,71		2090,2		2102,71		2088,78	
Dados da Compactação										
Volume do Molde (cm ³)	2095,44		2102,71		2090,2		2102,71		2088,78	
Peso do Molde (g)	4330,9		4272,2		4234,3		4272,2		4249,5	
Peso do Molde + Solo (g)	8812,4		8802,8		8888,6		9176,2		9121	
Nº da Cápsula	41	55	5	30	17	38	100	122	7	53
Peso da Cápsula (g)	17,18	17,42	15,28	17,62	18,45	16,39	15,71	13,91	18,5	15,05
Peso da Cápsula + Solo Úmido (g)	42,59	46,42	37,97	38,29	48,37	24,63	59,53	67,68	61,23	65,08
Peso da Cápsula + Solo Seco (g)	41,90	45,60	37,23	37,58	46,47	24,12	55,37	62,54	56,2	59,11
Umidade (%)	2,79	2,91	3,37	3,56	6,78	6,60	10,49	10,57	13,34	13,55
Umidade média (%)	2,85		3,46		6,69		10,53		13,45	
Peso Especifico Aparente (g/cm ³)	2,139		2,155		2,227		2,332		2,332	
Peso Esp. Aparente Sec. (g/cm ³)	2,08		2,083		2,087		2,11		2,056	

Fonte: Autor (2018).