

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Júlia Kappaun de Oliveira

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-AGREGADO COMO
REVESTIMENTO PRIMÁRIO DE ESTRADAS RURAIS**

Santa Cruz do Sul

2017

Júlia Kappaun de Oliveira

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-AGREGADO COMO
REVESTIMENTO PRIMÁRIO DE ESTRADAS RURAIS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, como requisito para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Olivio Nervis.

Santa Cruz do Sul

2017

Júlia Kappaun de Oliveira

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-AGREGADO COMO
REVESTIMENTO PRIMÁRIO DE ESTRADAS RURAIS**

Este trabalho de conclusão foi submetido ao Curso de graduação em Engenharia Civil; Área de Concentração em Estradas Rurais; Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, como requisito para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Dr. Leandro Olivio Nervis
Professor Orientador – UNISC

Prof. Me. Matheus Ferreira Matuella
Professor Examinador – UNISC

Prof. Dr. Cesar Alberto Ruver
Professor Examinador – UFRGS

Santa Cruz do Sul
2017

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela vida, pela saúde e força que sempre tive para superar os problemas e alcançar meus objetivos.

Aos meus pais, Oiran e Luciane, por abdicarem de seus projetos de vida para me manterem em Santa Cruz do Sul para que eu pudesse cursar uma graduação. E por nunca terem me deixado faltar nada.

Aos meus incríveis irmãos, Bernardo e Marla, pela compreensão, pelos conselhos, pelo incentivo, pelo apoio, por acreditarem em mim quando eu deixei de acreditar, pelo amor e parceria.

À minha vó, Dona Nita, por sempre me mostrar o caminho do bem e me incluir em suas orações.

Ao meu orientador, Leandro Olivio Nervis, pela dedicação, pelo empenho e ajuda na realização deste trabalho e por estar sempre à disposição para esclarecer dúvidas e aconselhar.

Aos meus colegas do projeto de pesquisa pelos conhecimentos e experiências compartilhados e pela ajuda.

Aos laboratoristas e bolsistas do laboratório de Solos e Pavimentação do Curso de Engenharia Civil pela atenção e ajuda.

À minha amiga e colega, Francini, pela ajuda e por me ouvir e aconselhar sempre.

RESUMO

Buscando o desenvolvimento de alternativas técnicas que auxiliem na conformação e manutenção das estradas não pavimentadas, através de uma melhor utilização dos recursos técnicos e financeiros disponíveis, no presente trabalho foram realizados estudos experimentais que tiveram como objetivo avaliar o comportamento de misturas solo-agregado para emprego no revestimento primário de estradas rurais da região de Novo Xingu-RS, utilizando um solo local laterítico e brita 0 e brita 1 como agregados. As análises foram embasadas nos conceitos da Mecânica dos Solos e da Mecânica dos Pavimentos e tiveram por finalidade contribuir com a literatura que, atualmente, pouco se refere ao assunto. Os estudos envolveram a realização de ensaios de caracterização, de compactação, de Índice de Suporte Califórnia – ISC, voltados à Classificação MCT e ensaios para obtenção dos parâmetros de resistência do solo (cisalhamento direto, compressão simples e diametral) e das misturas solo-agregado (compressão simples e diametral), além de ensaios para a determinação do coeficiente de atrito de diferentes superfícies. A partir dos resultados obtidos nos ensaios, primeiramente classificou-se o solo pelos sistemas de classificação tradicional e pela classificação MCT, e foram realizadas análises e discussões que convergiram na qualificação do solo estudado para emprego em camada de revestimento primário. Na sequência, efetuou-se o dimensionamento do pavimento com revestimento primário para a solução que atendeu o critério de atrito pneu/pavimento. Por fim, realizou-se um levantamento dos custos de materiais e serviços necessários para a realização do revestimento primário com a solução encontrada, com o propósito de avaliar a viabilidade econômica. Concluiu-se, então, que a solução de revestimento primário que apresentou melhor desempenho técnico e se mostrou economicamente viável foi a constituída de uma camada de 25 cm de solo compactado na energia intermediária com agulhamento de 1 cm de brita 0, sem pedras soltas sobre a pista, desde que sejam garantidas boas condições de drenagem, tal que não venha a ocorrer a saturação da camada de argila.

Palavras-chave: Estradas rurais; Revestimento primário; Solo-agregado; Compressão simples e diametral; Atrito.

ABSTRACT

Seeking the development of technical alternatives that help in the conformation and maintenance of the unpaved roads, through a better utilization of the available technical and financial resources, this work was not carried out experimental studies whose objective was to evaluate the behavior of soil-aggregate mixtures for employment without the primary coating of rural roads in the Novo Xingu-RS region, uses a later soil and British soil 0 and gravel 1 as aggregates. The analyzes were based on the concepts of Soil Mechanics and Pavement Mechanics and Confrontation, with the literature that, at present, does not refer to the subject at all. The studies involve the characterization, compaction, California Support Index (ISC), MCT classification trials and tests to obtain soil resistance (direct shear, single and diametral compression) and soil-aggregate (simple and diametral compression), besides tests for the determination of the coefficient of friction of different surfaces. From the results obtained in the tests, the soil was first classified by the traditional classification systems and by the MCT qualification, and carried out analyzes and discussions that converge in the qualification of the soil studied for the use in the primary coating layer. Subsequently, the scaffolding with primary coating was carried out for a solution that met the criterion of tire / pavement friction. Finally, a survey of the costs of materials and services required for a primary coating with a solution was carried out, in order to evaluate the economic viability. It was concluded that the primary coating solution presented the best technical performance and was economically feasible for a 25 cm layer of compact soil in the intermediate energy with a needling of 1 cm of gravel 0 without loose stones on one as long as good drainage conditions are ensured, so that the clay layer does not saturate.

Keywords: Rural roads; Primary coating; Single-aggregate; Simple and diametral compression; Friction.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Curva de distribuição granulométrica do solo	29
Figura 2 – Limites de Atterberg	30
Figura 3 – Exemplo de curva de compactação	33
Figura 4 – Exemplo de camada de base de granulometria contínua	41
Figura 5 – Exemplo de camada de base de granulometria descontínua	41
Figura 6 – Envoltória de Mohr-Coulomb com base em círculos de Mohr a partir de ensaios de tração indireta e compressão não confinada	44
Figura 7 – Plano inclinado	45
Figura 8 – Coeficientes de atrito pneu/pavimento	46
Figura 9 – Curvas granulométricas dos agregados	48
Figura 10 – Local da coleta do solo no município de Novo Xingu – RS	48
Figura 11 – Perfil do solo coletado	49
Figura 12 – Amostra de solo preparada para o ensaio	53
Figura 13 – Cilindros utilizados nos ensaios de compactação	53
Figura 14 – Rasamento do excesso de material compactado	54
Figura 15 – Corpo de prova imergido	55
Figura 16 – Leitura do extensômetro após 1 golpe	56
Figura 17 – Corpos de prova no recipiente de imersão	57
Figura 18 – Gráfico da classificação de solos MCT	58
Figura 19 – Conjunto do equipamento constituído de caixa de cisalhamento, anel dinamométrico para aplicação de carga e extensômetros	59
Figura 20 – Equipamento de cisalhamento direto	59
Figura 21 – Molde dos corpos de prova submetidos ao cisalhamento direto	60
Figura 22 – Solo-brita sendo preparado para o ensaio de compressão simples	61
Figura 23 – Molde cilíndrico utilizado no ensaio de compressão simples	62
Figura 24 – Realização do ensaio de compressão simples	63
Figura 25 – Moldagem do corpo de prova submetido ao ensaio de compressão diametral	64
Figura 26 – Corpo de prova após ruptura disposto no Pórtico de Lottman	65
Figura 27 – Pórtico de Lottman	65
Figura 28 – Prensa utilizada no ensaio de compressão diametral	66
Figura 29 – Equipamento desenvolvido para a determinação do coeficiente de atrito	

	68
Figura 30 – Tensões atuantes num ponto qualquer de um pavimento com revestimento primário	69
Figura 31 – Gráfico que representa as tensões principais atuantes num ponto qualquer de uma camada de pavimento frente a sua resistência ao cisalhamento	70
Figura 32 – Pontos de interesse para a verificação dos FSs	71
Figura 33 – Tensões em pontos abaixo de uma área circular uniformemente carregada	72
Figura 34 – Curva granulométrica do solo	74
Figura 35 – Curvas das compactações	76
Figura 36 – Gráfico da classificação MCT	78
Figura 37 – Gráfico tensão cisalhante x deslocamento horizontal – energia normal de compactação	80
Figura 38 – Gráfico tensão cisalhante x deslocamento horizontal – energia intermediária de compactação	80
Figura 39 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento	81
Figura 40 – Círculos de Mohr e envoltória de ruptura do solo	83
Figura 41 – Círculos de Mohr e envoltória de ruptura do solo + 30% de brita 1	84
Figura 42 – Círculos de Mohr e envoltória de ruptura do solo + 35% de brita 1	84
Figura 43 – Curva do Mini-MCV	99
Figura 44 – Curvas de compactação	100
Figura 45 – Gráfico Mini-MCV x Altura final do CP	101
Figura 46 – Gráfico da classificação MCT	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação do índice de plasticidade (IP)	30
Tabela 2 – Resultados típicos de LL e IP de solos brasileiros	31
Tabela 3 – Utilização rodoviária dos solos da classificação MCT	39
Tabela 4 – Valores admissíveis para os solos lateríticos	42
Tabela 5 – Resumo dos dados obtidos nos ensaios de caracterização e classificação do solo	75
Tabela 6 – Parâmetros dos ensaios de compactação	77
Tabela 7 – Resultados do ensaio de ISC	77
Tabela 8 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo – energia normal de compactação	81
Tabela 9 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo – energia intermediária de compactação	82
Tabela 10 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo	85
Tabela 11 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo + 30% de brita 1	85
Tabela 12 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo + 35% de brita 1	85
Tabela 13 – Ângulos de inclinação e coeficientes de atrito obtidos nos ensaios	86
Tabela 14 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados	87
Tabela 15 – Resultado da análise dos pontos sob a roda para 25 cm de revestimento	88
Tabela 16 – Resultado da análise dos pontos entre as rodas para 25 cm de revestimento	88
Tabela 17 – Custo para realização de 25 cm de revestimento primário com solo + 35% brita 1	90
Tabela 18 – Custo para realização de 25 cm de revestimento primário com solo compactado na energia intermediária com agulhamento de brita 0	90
Tabela 19 – Parâmetros dos corpos de provas	99
Tabela 20 – Resultado dos parâmetros para a classificação MCT	101

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CP	Corpo de prova
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ISC	Índice de Suporte Califórnia
MCT	Miniatura Compactado Tropical
MCV	<i>Moisture Condition Value</i>
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
RS	Rio Grande do Sul
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
cm	Centímetros
cm ³	Centímetros cúbicos
g	Gramas
g/cm ³	Grama por centímetro cúbico
kg	Quilogramas
kg/dm ³	Quilograma por decímetro cúbico
kg/m ²	Quilograma por metro quadrado
km	Quilômetros
km/h	Quilômetros por hora
kN/m ³	Quilonewton por metro cúbico
kPa	Quilopascal
m ³	Metros cúbicos
mm	Milímetros
mm/min	Milímetro por minuto
MPa	Megapascal
N	Newton
nº	Número
pol/min	Polegada por minuto
t/m ³	Tonelada por metro cúbico

LISTA DE SÍMBOLOS

°	Graus
%	Porcentagem
γ_s	Peso específico
W_{ot}	Umidade ótima

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Área e Limitação do Tema	14
1.2	Justificativa	15
1.3	Objetivos	15
1.3.1	Objetivo Geral	15
1.3.2	Objetivos Específicos	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	Aspectos gerais sobre estradas rurais	17
2.1.1	Defeitos	18
2.1.2	Partes constituintes	22
2.1.3	Revestimento primário	24
2.2	A formação do solo	25
2.2.1	Aspectos geológicos	26
2.2.2	Aspectos pedológicos	26
2.2.3	Solos residuais e transportados	27
2.3	Caracterização do solo	27
2.3.1	Análise granulométrica	28
2.3.2	Índices de consistência (Limites de Atterberg)	29
2.3.3	Peso específico dos grãos	31
2.4	Compactação dos solos	31
2.4.1	Ensaio de Proctor	32
2.4.2	Índice de Suporte Califórnia – ISC	34
2.5	Solos Tropicais e a Classificação MCT	34
2.5.1	Aspectos gerais	34
2.5.2	A Classificação MCT	35
2.5.2.1	Solos de Comportamento Laterítico	36
2.5.2.2	Solos de Comportamento Não Laterítico	37
2.5.3	Utilização rodoviária	39
2.6	Misturas solo-agregado	39
2.6.1	Estimativa da resistência ao cisalhamento	43
2.7	Atrito entre pneu e o revestimento primário	44

3	METODOLOGIA	47
3.1	Caracterização da pesquisa	47
3.2	Materiais utilizados na pesquisa.....	47
3.2.1	Agregados	47
3.2.2	Solo	48
3.2.2.1	Descrição física, geológica e pedológica do local de coleta da amostra.....	49
3.3	Ensaio de laboratório.....	50
3.3.1	Ensaio de caracterização	50
3.3.1.1	Análise granulométrica.....	50
3.3.1.2	Limites de Atterberg	51
3.3.1.3	Peso específico real dos grãos.....	51
3.3.2	Compactação.....	52
3.3.3	Índice de suporte Califórnia – ISC	55
3.3.4	Ensaio voltado à classificação MCT do solo	56
3.3.5	Ensaio de cisalhamento direto	58
3.3.6	Ensaio de compressão simples	61
3.3.7	Ensaio de compressão diametral	63
3.3.8	Obtenção do coeficiente de atrito.....	67
3.3.9	Realização de análise e discussão dos resultados dos ensaios de laboratório	68
3.4	Dimensionamento do revestimento primário	68
3.5	Realização de análise técnica e econômica dos resultados do dimensionamento.....	73
3.6	Abstração de conclusões.....	73
4	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	74
4.1	Caracterização do solo em estudo.....	74
4.2	Compactação do solo e das misturas solo-agregado	76
4.3	Índice de suporte Califórnia – ISC do solo	77
4.4	Classificação MCT do solo.....	78
4.5	Cisalhamento direto.....	79
4.6	Compressão simples e diametral	82

4.7	Coeficiente de atrito das misturas solo-agregado.....	86
5	ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTO COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO	88
6	ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICA	90
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	92
	REFERÊNCIAS	94
	APÊNDICE A - Etapas realizadas para obter a classificação MCT do solo estudado.....	99

1 INTRODUÇÃO

O modal rodoviário é o mais utilizado no país e possibilita a integração entre os diferentes modais de transporte. Embora possua uma das malhas rodoviárias mais extensas do mundo, o Brasil ainda está muito atrás das principais economias mundiais, com apenas 21% das vias pavimentadas. Com relação ao cenário estadual, no Rio Grande do Sul, mais de 92% das vias não possuem pavimentação, sendo a maioria de responsabilidade municipal, segundo dados da Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2016).

As estradas não pavimentadas representam um papel importantíssimo no desenvolvimento socioeconômico de uma região, pois são responsáveis pelo escoamento da produção agrícola e pela integração entre o campo e a cidade através do acesso da comunidade rural aos serviços de saúde, educação, lazer e comércio dos grandes centros urbanos (FONTENELE, 2001). Contudo, o problema nacional referente à malha rodoviária não se resume na grande extensão de vias não pavimentadas, e sim nas condições deficientes de tráfego que essas se encontram.

O tratamento que vem sendo dado às estradas não pavimentadas, em particular nos municípios brasileiros, evidencia que este campo necessita de maior atenção dos órgãos de pesquisa e dos poderes públicos locais, buscando o desenvolvimento de alternativas técnicas que auxiliem na conformação e manutenção dessas vias, objeto da infraestrutura de transportes, através de uma melhor utilização dos recursos técnicos e financeiros disponíveis.

1.1 Área e Limitação do Tema

Com base nos conceitos da mecânica dos solos e da mecânica dos pavimentos, o presente trabalho de conclusão será realizado na área de estradas rurais. Particularmente, serão estudadas diferentes soluções, envolvendo misturas de solo-agregado, para um possível emprego no revestimento primário de estradas na região de Novo Xingu-RS.

A presente pesquisa foi limitada à realização de estudos experimentais e teóricos (dimensionamento do pavimento com revestimento primário), abrangendo a interpretação, análise e discussão dos resultados obtidos e seu emprego na definição de uma proposta de solução para o revestimento primário na região em questão,

observando-se a viabilidade técnica e a econômica. O trabalho não contemplou a implantação de trecho experimental.

1.2 Justificativa

O estudo de técnicas e materiais a serem utilizados em revestimento primário é importante devido ao déficit de padrões e normas que regulamentem clara e corretamente os procedimentos adequados para a construção e manutenção das estradas rurais, bem como a não priorização dessas em relação aos demais problemas urbanos enfrentados pelas administrações municipais. Assim, a manutenção dessas vias, quando acontece, geralmente é de forma “empírica”, com base em extrapolação de experiências anteriores, muitas vezes resultando em superfícies de rolamento de má qualidade, com pouca durabilidade, o que influencia diretamente nos custos associados às operações de transportes e no conforto e segurança dos usuários que nelas trafegam. Ainda, como fator negativo, tem-se o impacto ambiental gerado pela excessiva exploração de recursos naturais, o desperdício de materiais, que após longas chuvas se depositam nos mananciais e a grande perda financeira com maquinários e mão de obra utilizados para reparos momentâneos das estradas rurais.

Assim, visando contribuir com a literatura que, atualmente pouco se refere ao assunto, esse estudo contempla uma proposta de utilização de materiais locais para execução de pavimentos com revestimento primário, objetivando a melhoria das estradas secundárias e a viabilização econômica.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é analisar experimentalmente o comportamento de misturas de solo-brita para emprego no revestimento primário de estradas rurais da região de Novo Xingu-RS.

1.3.2 Objetivos Específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- i) Caracterização e classificação pelos sistemas clássicos e MCT de um solo argiloso;

- ii) Realização de ensaios de compactação e Índice de Suporte Califórnia – ISC do mencionado solo;
- iii) Realização de ensaios de compactação de misturas solo-agregado;
- iv) Obtenção dos parâmetros de resistência do mencionado solo e de misturas solo-agregado;
- v) Obtenção do coeficiente de atrito de superfícies constituídas de solo puro, de misturas solo-agregado e de brita 0 agulhada no solo;
- vi) Dimensionamento do pavimento com revestimento primário.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Aspectos gerais sobre estradas rurais

Estradas não pavimentadas ou “estradas de terra” são aquelas não revestidas por qualquer tipo de tratamento superficial betuminoso ou de cimento Portland, e têm, geralmente, sua camada superficial constituída por solo local, às vezes misturado com agregado granular, decorrente da sua manutenção (EATON *et al.*, 1987 *apud* NUNES, 2003).

Segundo o Código de Trânsito Brasileiro – CTB (2008), rodovia refere-se a uma via rural pavimentada, enquanto estrada refere-se a uma via rural não pavimentada.

Conforme Moreira (2003), estradas de terra e estradas de terra batida são algumas das formas como as vias não pavimentadas são conhecidas tanto no meio técnico como pela população local.

O Manual Internacional de Conservação Rodoviária (1994) *apud* Oliveira (2005) caracteriza rodovia não pavimentada como uma estrada que foi executada de acordo com um projeto geométrico, seções transversais e um sistema de drenagem ou, ainda, como um caminho que se desenvolveu pelo uso constante ao longo de muitos anos. Para Correia (2003), estradas rurais não pavimentadas ou estradas de terra são estradas que, na maioria das vezes, se originam a partir de caminhos naturais ou abertos por usuários locais a fim de vencer suas necessidades de simples locomoção, mas sem possuir, normalmente, um traçado geométrico bem definido, acompanhando, assim, a topografia natural da região.

Baesso e Gonçalves (2003) dividem em quatro diferentes categorias as estradas de terra, conforme os materiais que compõem a superfície de rolamento:

a. categoria A: estradas em que a superfície de rolamento é composta por agregados naturais provenientes de jazidas;

b. categoria B: estradas com a superfície de rolamento formada por agregados produzidos artificialmente;

c. categoria C: estradas cuja superfície de rolamento é composta de materiais originários de jazidas de solos estabilizados naturalmente ou por outros materiais similares; e

d. categoria D: estradas, nas quais o traçado foi desenvolvido de forma pioneira ou melhorado com mudanças no gabarito de sua seção transversal, as quais

apresentam uma superfície de rolamento constituída por materiais de seu próprio leito natural.

Já Austroads (1991) *apud* Fontenele (2001), divide as estradas não pavimentadas em três categorias: não conformadas, conformadas e conformadas e revestidas.

Não conformadas são estradas que não apresentam conformidade na superfície de rolamento devido à ação do tráfego e a capacidade de suporte do material a qual é constituída. Podem variar desde uma trilha de rodas a uma estrada aberta sobre os materiais naturalmente ocorrentes no local.

Conformadas são estradas conformadas por uma motoniveladora utilizando-se o material local na tentativa de melhorar a drenagem e, conseqüentemente, a condição de rolamento.

Conformadas e revestidas são estradas conformadas que apresentam como revestimento um material de melhor qualidade do que o encontrado no leito da via a fim de proporcionar maior suporte.

Baesso e Gonçalves (2003) consideram as estradas não conformadas como estradas rurais em leito natural pela característica típica. Já as conformadas são julgadas como parcialmente revestidas, tendo em vista que a maior parte de sua extensão é constituída por leito natural, sendo adicionado, somente em trechos críticos, um material melhorado com o propósito de garantir razoáveis condições de tráfego.

As estradas conformadas e revestidas, segundo os autores supracitados, são aquelas que possuem um volume mais significativo de tráfego, o qual não comporta a aplicação de melhorias de pavimentação tradicionais ou de baixo custo. Portanto, acreditam que essa é a categoria que as estradas rurais devem ser elevadas, considerando que a maioria se encaixa na categoria das conformadas.

2.1.1 Defeitos

Para Oda, Júnior e Sória (1997) defeito é qualquer modificação na superfície da estrada que prejudica suas condições de rolamento. Aparecem devido à combinação de fatores extrínsecos à via – tráfego, chuva e manutenção – com os intrínsecos – perfil longitudinal, perfil transversal, drenagem, tipo de solo e outros. Contudo, o estado de conservação de uma estrada não pavimentada depende, basicamente, da

geometria horizontal e vertical, das características dos materiais, das intempéries, do tráfego e das práticas de manutenção e reabilitação (RODGHER E ODA, 1997).

O tipo de solo da superfície é uma característica importante que contribui para a formação dos defeitos, pois segundo Oda (1995), os defeitos mais comuns em estradas com solo arenoso são diferentes dos encontrados em estradas com solo argiloso.

As estradas de terra costumam apresentar problemas como ondulações, atoleiros, areiões, poeira, buracos, erosões, entre outros, os quais podem ser causados pela falta de capacidade de suporte do subleito, mau desempenho da superfície de rolamento, drenagem inadequada ou, ainda, pela combinação desses fatores (MARIOTONI, 1987 *apud* NUNES, 2003). Assim, são considerados defeitos:

a. seção transversal imprópria: problema ocasionado quando a superfície não possui declividade transversal suficiente para direcionar a água para os dispositivos de captação. O problema fica evidente quando a água escoar ao longo da superfície de rolamento e, conseqüentemente, pela erosão causada devida a intensidade da chuva (ODA, JÚNIOR E SÓRIA, 1997).

Conforme Nunes (2003), a falta e/ou a pouca declividade é causada pelo não acréscimo de material após a execução do nivelamento da superfície, o que torna a estrada encaixada no terreno.

b. drenagem lateral inadequada: esse defeito caracteriza-se pelo acúmulo de água na superfície de rolamento provocado pelo mau funcionamento dos dispositivos de drenagem superficial, ausência de drenagem profunda e, também, pela falta de manutenção das obras de arte presentes (SANTANA, 2006). De acordo com Oda, Júnior e Sória (1997), a drenagem lateral inadequada é comprovada pelas valetas em condições impróprias para direcionar e transportar a água, estando elas, na maioria das vezes, cobertas de vegetação ou cheias de entulhos provocando o empoçamento de água e o surgimento de atoleiros.

Baesso e Gonçalves (2003) recomendam que no caso de haver um elevado nível de umidade na camada de rolamento, deve-se executar uma drenagem profunda. Do contrário, a drenagem superficial adequada é suficiente para o bom desempenho da via.

c. corrugações: é uma série de ondulações perpendiculares ao sentido de fluxo do tráfego, formadas, geralmente, em áreas de aceleração ou desaceleração como rampas e curvas (ODA, JÚNIOR E SÓRIA, 1997).

Para Santana (2006), origina-se pela ação direta do tráfego, perda de agregados finos da superfície de rolamento, capacidade de suporte do material do subleito baixa, abaulamento insuficiente aliado a grandes secas. As corrugações são um grave problema quando se trata de manutenção das estradas rurais, principalmente em épocas de seca, causando trepidação nos veículos e desconforto aos usuários.

Baesso e Gonçalves (2003) acreditam que um material de revestimento resistente à formação de corrugações deve possuir uma composição granulométrica adequadamente balanceada com uma fração plástica para fornecer poder de aglutinação à mistura.

d. excesso de poeira: a poeira em estradas sem pavimentação é formada em função da perda da fração fina de partículas de sua camada de rolamento, quando o teor de finos é excessivo (BAESSO E GONÇALVES, 2003). A nuvem que se forma com a passagem dos veículos pode vulnerabilizar a segurança do tráfego, pois interfere na visibilidade dos motoristas (ODA, JÚNIOR E SÓRIA, 1997).

Para Nervis (2016), a formação do pó pode ocorrer devido à pouca coesão entre os grãos, geralmente evidenciada pelo alto teor de silte no material, compactação inadequada ou baixa capacidade de retenção de água.

e. buracos (“panelas”): os buracos, popularmente conhecidos como “panelas”, são pequenas depressões formadas pelo desgaste da superfície da estrada devido ao tráfego e têm o crescimento acelerado pela umidade em seu interior (NUNES, 2003).

Esse defeito pode ter várias causas, entre elas, a inexistência de camada de revestimento primário ou falhas quanto à composição granulométrica de sua mistura, a falta de partículas aglutinantes e drenagem ineficiente na plataforma da estrada, provavelmente, sem abaulamento transversal (SANTANA, 2006).

f. afundamento de trilha de roda: esse defeito se caracteriza, conforme Santana (2006), por depressões longitudinais ao eixo da via que se formam nas faixas de tráfego dos veículos e se originam da deformação permanente da camada de rolamento resultante da carga cíclica dos veículos, especialmente quando há alto teor de umidade no solo, pois tem sua capacidade de suporte reduzida devido a saturação. Ainda, de acordo com Nervis (2016), a espessura do revestimento insuficiente e/ou existência de tráfego pesado também podem desencadear esse problema.

g. segregação de agregados: a segregação da fração grossa de agregados ocorre devido a ação abrasiva do tráfego nas estradas rurais. Esse material solto é

acumulado nas laterais e no centro da via. A principal causa é a ausência de material fino ligante (SANTANA, 2006). Mas segundo Oda (1995), a aplicação de material granular sem compactação adequada também provoca a segregação.

h. areiões: para Nunes (2003), os areiões representam bermas de areia solta nas laterais da estrada, longitudinais ao sentido do tráfego, e no centro das trilhas de rodas. São formados pela falta de material ligante (argila) em regiões, geralmente, planas de solos arenosos associada a ação do tráfego e da chuva.

Este defeito pode ser confundido facilmente com o afundamento de trilhas de rodas, facão ou segregação de agregados. Apesar disso, de acordo com Oda (1995), conceitua-se areiões quando o material solto é original do leito da estrada, enquanto que, Santana (2006), destaca que a segregação de agregados pode ocorrer quando o material solto da superfície de rolamento é importado.

i. atoleiros: conforme Ferreira (2004), são gerados por camadas de lama que limitam o atrito entre o solo e pneus, impossibilitando o tráfego de veículos. Ocorrem em estradas que possuem a superfície composta de material fino e manifestam-se devido à ausência ou deficiência no sistema de drenagem. Com isso, conseqüentemente, o solo fica saturado e perde resistência (SANTANA, 2006).

Para Nervis (2016), constituem-se no último nível de degradação da estrada, tendo em vista que, anteriormente, ocorreu a ruptura do solo por cisalhamento devido a sua saturação.

j. pista escorregadia: Ferreira (2004), explica que este problema ocorre em trechos com solos argilosos, que devido a ação das chuvas ficam praticamente sem atrito e aderência, acarretando na derrapagem dos veículos. Santana (2006) destaca que isso acontece, geralmente, em estradas não conformadas, de leito natural com baixo suporte da camada de rolamento.

k. erosão: de acordo com Nunes (2003), a erosão é representada por sulcos que surgem em razão do acúmulo de água na superfície da via. Com a ação das chuvas, esses sulcos podem evoluir até se tornarem grandes ravinas.

Nervis (2016) aponta que a ocorrência desse defeito se deve à geometria da pista imprópria ou ao emprego de materiais tendentes a apresentarem problemas de erodibilidade. Podem apresentar orientação transversal e/ou oblíqua (“costeletas”) ou longitudinal.

l. facão: é um defeito que, segundo Oda (1995), se forma em vias, nas quais o tráfego de veículos ocorre no meio da pista de rolamento, em apenas uma trilha.

Santana (2006), acredita que em algumas circunstâncias, o facão se origina em razão de haver pouco tráfego na estrada e, também, pela falta de manutenção da via, o que favorece o crescimento de vegetação na pista de rolamento, prejudicando a passagem dos veículos.

Oda (1995), esclarece, ainda, que o facão é distinto do defeito provocado pelas trilhas de rodas porque é formado pelo material que é lançado pelas rodas dos veículos para as laterais e para o centro, enquanto as trilhas surgem do afundamento devido à baixa capacidade de suporte do solo.

2.1.2 Partes constituintes

Oda (1995) cita que a condição de conservação da superfície de toda estrada sem pavimentação está relacionada com o material que a compõe, com a ação do tráfego e das intempéries e com as atividades de manutenção.

Ainda, de acordo com o autor, uma boa estrada necessita que sua faixa de rolamento tenha largura suficiente para acolher o tráfego local. Deve possuir também uma resistência capaz de suportar as cargas das rodas sem apresentar deformações excessivas e boa capacidade de suporte, a qual depende das características do material da superfície e da resistência do solo, sob diferentes teores de umidade. Por fim, seu sistema de drenagem deve ser eficiente o bastante, a fim de evitar que o subleito e a superfície de rolamento sejam danificados pela ação erosiva da água.

Quanto à seção transversal, Oda (1995) destaca que na maioria das vezes, o traçado das estradas rurais evita declividades elevadas e outros obstáculos locais, tornando a seção transversal variável de acordo com o tipo de solo e relevo da região, os quais podem contribuir na qualidade da via. A seção transversal deve ser construída, conforme recomenda Baesso e Gonçalves (2003), com abaulamento da faixa de tráfego em percentual de declividade de 4% a fim de assegurar uma boa drenagem. Já Nervis e Bittencourt (2012), considerando as piores situações de uma via com relação a problemas de surgimento de “panelas” e sulcos de erosão, sugerem adotar valores entre 5% a 7%, destacando que se deve ter atenção redobrada, quanto ao abaulamento das vias não pavimentadas, nos pontos baixos das vias, em especial sobre os aterros, pois metade das patologias de “panelas” ocorrem nessa situação. Isso acontece pela tendência que as águas oriundas dos fluxos transversal e longitudinal possuem de convergir para esses pontos.

Segundo o Departamento Autônomo de Estradas e Rodagem – DAER (1991), a largura da pista de rolamento depende do volume diário médio previsto para o ano de abertura do tráfego. Outras características da via dependem, ainda, do tipo de relevo.

De acordo com Oda (1995), o tipo e a qualidade do material da superfície exercem influência no comportamento das estradas, o qual está associado com os defeitos que se agravam à medida em que a estrada é mais solicitada pelo tráfego. O revestimento mais utilizado em estradas rurais consiste de solo local nivelado adequadamente, cuja qualidade depende do tipo de solo. Para melhorar a qualidade da superfície de rolamento é adicionada, muitas vezes, uma camada de material granular, porém, deve haver uma certa quantidade de finos, os quais funcionam como aglutinantes no processo de compactação. A espessura da camada necessária para proporcionar uma superfície de rolamento confortável e eficiente varia de acordo com as características do material e com as cargas do tráfego.

Conforme o Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006), o sistema de drenagem tem a finalidade de captar, conduzir e lançar, de forma eficiente e rápida, as águas que, se permanecerem sobre a pista, podem comprometer o conforto e a segurança dos usuários e a durabilidade da via. Para Oda (1995), a drenagem pode ser superficial, a qual é responsável pela coleta e remoção das águas superficiais que atingem ou possam atingir a estrada, ou subterrânea que intercepta as águas no subsolo do leito da estrada. Para evitar que as águas superficiais que descem a encosta escoem sobre o talude, vindo a comprometer sua estabilidade, e carreguem material de erosão para a pista, intervindo no tráfego, são construídas valetas de proteção ao longo da crista do talude do corte. Para evitar a infiltração ou acúmulo da água da chuva sobre a pista de rolamento, as medidas a serem tomadas consistem na adoção de declividade transversal adequada.

Segundo Baesso e Gonçalves (2003), a drenagem profunda é a obtenção de uma fundação seca para as estradas, modificando o sistema natural de drenagem através de cortes e aterros. O Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006), completa, destacando que, quando se corta uma camada na qual percola um lençol freático (camada porosa em que a água escoia), deve-se tomar uma medida drenante de modo a interromper e remover o fluxo de água do subsolo. Contudo, para que o sistema de drenagem seja eficiente, esse deve funcionar de maneira integrada e em série, além de ser mantido em boas condições estruturais e receber manutenção frequente.

2.1.3 Revestimento primário

Na Norma de Especificação de Serviço Terraplenagem – Caminhos de serviço do Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes - DNIT (2009), revestimento primário está definido como uma camada de solo selecionado e de qualidade, estabilizado, sobreposta ao leito natural de uma rodovia, a fim de conceder uma superfície de rolamento com características superiores às do solo natural, garantindo melhores condições de tráfego.

Skorseth e Selim (2000) *apud* Nervis (2016) destacam que a qualidade e quantidade do material a ser utilizado na camada de revestimento primário ainda é uma questão a ser compreendida. Pois, segundo os autores, defeitos como a corrugação muitas vezes são associados com outros fatores, sendo que, na verdade, a causa principal pode ser a aplicação de material inadequado.

Baesso e Gonçalves (2003) acreditam que um bom revestimento primário deve ser constituído por materiais cuja mistura contenha uma quantidade adequada de agregados graúdos, areia e finos. Os autores relatam que, em muitas regiões do país, é difícil encontrar materiais que cumprem este aspecto. Devido a isso, com o propósito de melhorar a camada de revestimento, é comum a aplicação de uma prática, a qual consiste na adição de finos para preencherem os vazios que são formados pelas partículas maiores de maneira a promover a estabilidade da mistura. A presença do material graúdo garante a capacidade de suporte da via. Já as argilas, pelo seu caráter coesivo, servem como aglutinante, produzindo uma superfície compacta, cimentando as frações de agregados no seu todo, deixando a camada com uma boa densidade, o que é fundamental para estradas situadas em regiões de clima seco.

Para Keller e Sherar (2003), a camada de revestimento primário deve ter qualidade e espessura adequada a fim de garantir o suporte estrutural da via às ações do tráfego e, ser bem graduada, contendo finos suficientes para prevenir o surgimento de sulcos e o defeito de desagregação.

Oda (1995) cita em seu artigo que o material fino tem a função de atuar como ligante e regularizar a camada final de rolamento e o material granular é responsável por aumentar o atrito entre o solo e as rodas dos veículos. Segundo o autor, a espessura da camada de revestimento primário pode variar entre 10 e 20 cm, levando-se em conta o volume e tipo de tráfego da região e a capacidade de suporte do

subleito. Baesso e Gonçalves (2003) afirmam que a presença de trechos críticos com alta declividade na via também deve ser considerada na determinação da espessura.

Conforme Ferreira (2004), 20 a 30% da mistura total deve ser de material argiloso e a dimensão máxima ideal do material granular é de 2,5 cm. A mistura dos materiais pode ser realizada no próprio leito e a grade de discos é o equipamento mais adequado para uma boa homogeneização.

Entretanto, Nogami e Villibor (1995), destacam que é possível garantir capacidade de suporte sem a presença obrigatória de material granular, desde que os solos apresentem comportamento laterítico, ou seja, que possuam características geotécnicas adequadas para emprego em pavimentação. Tais características abrangem elevada resistência mecânica dos grãos e da camada compactada, baixa deformabilidade e estabilidade volumétrica quando imersos na água.

No que diz respeito à execução, Baesso e Gonçalves (2003) descrevem que o revestimento primário deve ser realizado sobre o subleito compactado, conforme as seguintes etapas: preparo da plataforma, depósito do material na pista, espalhamento do material na pista, verificação da umidade da mistura (e adequação da mesma, se for o caso) e compactação. Para garantir que a camada de revestimento tenha um bom desempenho, Keller e Sherar (2003) afirmam que a execução de uma compactação correta é muito importante, a qual contribui, também, no aumento da resistência mecânica e da resistência às ações hídricas do subleito.

2.2 A formação do solo

De acordo com Pinto (2006), os solos se originam da decomposição das rochas que constituíam inicialmente a crosta terrestre. O processo de desintegração, segundo Ortigão (2007), é denominado intemperismo, o qual é um conjunto de processos mecânicos e químicos, basicamente.

Caputo (1988), afirma que a desintegração mecânica se dá através da ação da água e do vento, variação de temperatura e também pela vegetação. Nesse processo são formados os solos de partículas grossas (pedregulhos e areias), também podem ser formados os siltes caracterizados por partículas intermediárias e, raramente as argilas, as quais possuem partículas finas.

Já a decomposição química é um processo, no qual há modificação química ou mineralógica das rochas de origem, sendo a água o principal agente e a oxidação,

hidratação, carbonatação e os efeitos químicos da vegetação os mais importantes mecanismos de ataque.

Ortigão (2007) cita que os processos de intemperismo podem atuar simultaneamente e que, muitas vezes, há a ação conjunta de diversos agentes do intemperismo. Em conformidade, Caputo (1988) complementa descrevendo solo como uma função da rocha-mãe e dos vários agentes de alteração.

2.2.1 Aspectos geológicos

Segundo Das (2009) o tamanho dos grãos individuais varia numa vasta gama. Muitas das propriedades do solo são ditadas pelo tamanho, forma e composição química dos grãos. Para entender melhor esses fatores, é preciso estar familiarizado com os tipos básicos de rocha que formam a crosta terrestre. Com base no seu modo de origem, as rochas podem ser divididas em três tipos básicos:

a. Ígneas: são as formadas pela solidificação do magma fundido ejetado de dentro do manto da Terra. Após a ejeção por erupção vulcânica, parte do magma fundido esfria na superfície da terra, formando as rochas extrusivas. Às vezes, o magma tem o resfriamento consolidado de forma lenta e em profundidade no interior da crosta terrestre, o que dá origem as rochas ígneas intrusivas.

b. Sedimentares: Os depósitos de cascalho, areia, silte e argila formados pela intemperização podem ser transportados aos locais mais baixos do relevo e serem compactados por pressão de sobrecarga e cimentados por agentes como óxido de ferro, calcita, dolomita e quartzo. Os agentes cimentantes são geralmente transportados em forma de solução por água subterrânea e preenchem os espaços entre as partículas, formando as rochas sedimentares.

A rocha sedimentar pode sofrer intemperismo para formar sedimentos ou pode ser submetida ao processo de metamorfismo para se tornar rocha metamórfica.

c. Metamórficas: metamorfismo é o processo de mudança da composição e textura das rochas pelo calor e pela pressão. Durante o metamorfismo, novos minerais podem ser formados, bem como alterações químicas e estruturais dos grãos.

2.2.2 Aspectos pedológicos

Caputo (1988) denomina pedologia como a ciência que estuda as camadas superficiais da crosta terrestre dando ênfase na sua formação e classificação,

considerando a ação de agentes climatológicos. Através dessa ciência, segundo Salomão e Antunes (1998), o solo passou a ser compreendido como uma camada viva, a qual recobre a superfície terrestre, estando em frequente evolução devido à alteração das rochas e de processos pedogenéticos provenientes de agentes químicos, físicos ou biológicos.

De acordo com Pinto (2006), são fatores determinantes para as propriedades dos solos: a rocha mãe, o clima, a vegetação, organismos vivos, topografia e o tempo de exposição a esses agentes.

Em Pedologia, as camadas que formam um perfil são conhecidas como horizontes e designam-se pelas letras A (camada superficial), B (subsolo) e C (camada profunda) (CAPUTO, 1988).

2.2.3 Solos residuais e transportados

Segundo Pastore e Fortes (1998), os solos que são formados a partir da decomposição das rochas pelo intemperismo, sem sofrer algum tipo de transporte, permanecendo assim no seu lugar de formação, são denominados solos residuais.

Os demais solos, de acordo com Ortigão (2007), são conhecidos como sedimentares ou transportados. Para Das (2009), estes podem ser classificados em vários grupos, dependendo do seu modo de transporte e deposição, sendo:

1. Solos glaciais - formados pelo transporte e deposição de geleiras;
2. Solos aluviais - transportados por água corrente e depositados ao longo dos riachos;
3. Solos lacustres - formados por deposição em lagos calmos;
4. Solos marinhos - formados por deposição nos mares;
5. Solos eólicos - transportados e depositados pelo vento;
6. Solos coluviais - formados pelo movimento do solo do seu lugar original por gravidade.

2.3 Caracterização do solo

Segundo Pinto (2006), a diversidade do tamanho de grãos de um solo é enorme e é a primeira característica que os diferencia, porém é difícil perceber essa diferenciação em um primeiro contato, pois as pequenas partículas podem estar aglomeradas. Desta forma, para identificar e caracterizar um solo a partir de suas

partículas são empregados dois critérios: análise granulométrica e índices de consistência.

2.3.1 Análise granulométrica

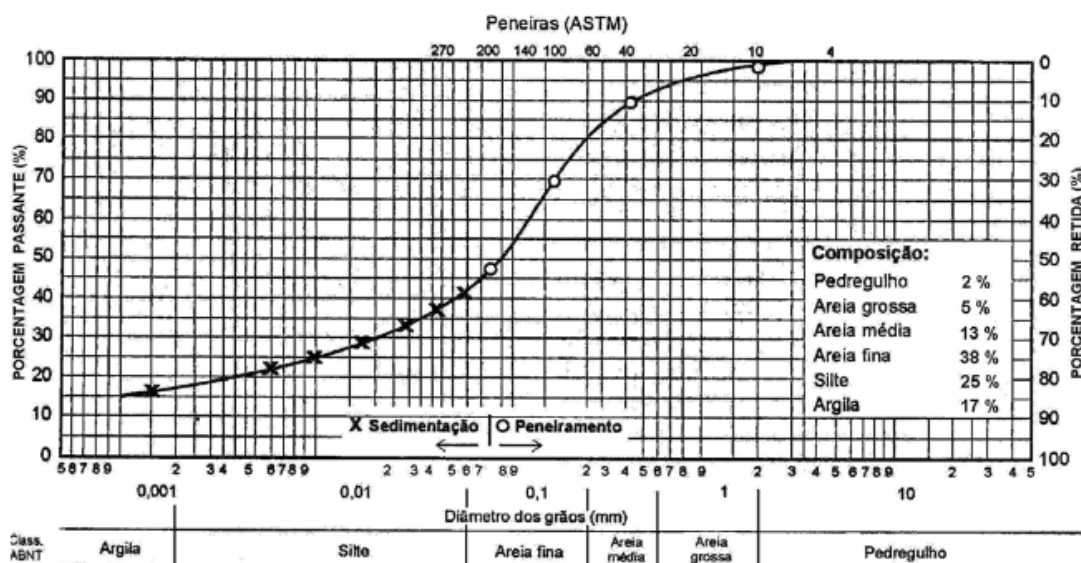
Pinto (2006) destaca que esse ensaio normatizado pela ABNT através da NBR 7181:2016, consiste, basicamente, em duas etapas: peneiramento e sedimentação. A análise por peneiramento tem como limitação a abertura da malha das peneiras, sendo a 0,075 mm a abertura da peneira de nº 200, a qual é a menor a ser utilizada, comumente. O autor destaca que mesmo sendo muito pequenas as aberturas das peneiras, ainda são bem maiores que o tamanho das partículas mais finas do solo.

O peso do material que passa em cada peneira comparado ao peso seco total da amostra de solo é considerado como a “porcentagem passante”, cuja qual é representada graficamente em função da abertura da peneira, essa disposta em escala logarítmica, gerando a curva granulométrica representada na Figura 1.

A etapa de sedimentação que define as partículas menores do que 0,075 mm é baseada na Lei de Stokes, que relaciona o tamanho da partícula com a velocidade com que ela sedimenta em um meio líquido. Com uma amostra de solo em suspensão em água, são feitas várias leituras do densímetro, em certos intervalos de tempo que determinam as densidades de suspensão, o que resulta em um número igual de pontos da curva granulométrica, complementando o ensaio.

O autor ressalta ainda, que em ambas as etapas, o que se determina é um diâmetro equivalente, pois as partículas não são esféricas.

Figura 1 - Curva de distribuição granulométrica do solo



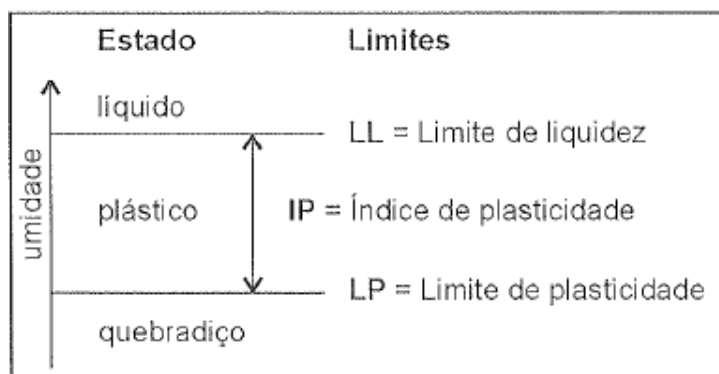
Fonte: Adaptado de Pinto, 2006.

2.3.2 Índices de consistência (Limites de Atterberg)

Para Pinto (2006), os índices de consistência são uma análise indireta baseada no comportamento do solo com a presença de água, propostos pelo engenheiro químico Atterberg, adaptados e padronizados pelo professor Arthur Casagrande.

Os limites de liquidez e plasticidade são baseados na constatação de que um solo argiloso quando muito úmido, se comporta como um líquido; quando perde parte de sua água, torna-se plástico; e quando mais seco, fica quebradiço.

Como mostra a Figura 2, a diferença entre os dois limites, que representa a faixa de umidade em que o solo se apresenta plástico, é conhecida como o índice de plasticidade. De acordo com Caputo (1988), a plasticidade é geralmente fixada como uma característica dos solos, uma das mais importantes das argilas, que se fundamenta na maior ou menor capacidade de serem eles moldados, sob determinadas condições de umidade, sem variação de volume.

Figura 2 – Limites de Atterberg

Fonte: Pinto, 2006.

Segundo Das (2009), Burmister (1949) classificou de uma maneira qualitativa o índice de plasticidade de acordo com o exposto na Tabela 1.

Tabela 1 - Classificação do índice de plasticidade (IP)

IP	Descrição
0	Não plástico
1-5	Ligeiramente plástico
5-10	Plasticidade baixa
10-20	Plasticidade média
20-40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Das, 2009.

Pinto (2006) define o Limite de Liquidez (LL), normatizado pela NBR 6459:2016, como o teor de umidade do solo, quando o sulco feito na amostra por um cinzel se fecha após 25 golpes, numa concha contida no aparelho de Casagrande.

Para o mesmo autor, o Limite de Plasticidade (LP), normatizado pela NBR 7180:2016, consiste no menor teor de umidade com o qual é possível moldar um cilindro de 3 mm de diâmetro sem apresentar fissuras.

Na Tabela 2, Pinto (2006) apresenta alguns resultados do limite de liquidez e índice de plasticidade típicos de alguns solos brasileiros.

Tabela 2 - Resultados típicos de LL e IP de solos brasileiros

Solos	LL %	IP %
Residuais de arenito (arenosos finos)	29-44	11-20
Residual de gnaisse	45-55	20-25
Residual de basalto	45-70	20-30
Residual de granito	45-55	14-18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
Argila porosa vermelha de São Paulo	65 a 85	25 a 40
Argilas variegadas de São Paulo	40 a 80	15 a 45
Areias argilosas variegadas de São Paulo	20 a 40	5 a 15
Argilas duras, cinzas de São Paulo	64	42

Fonte: Pinto, 2006.

2.3.3 Peso específico dos grãos

Das (2009) define peso específico como a relação entre o peso unitário de um dado material e o peso unitário da água, o qual é muitas vezes necessário para vários cálculos na mecânica dos solos. De acordo com Pinto (2006), peso específico dos grãos é a relação entre o peso e o volume dos grãos de solo.

O peso específico real dos grãos do solo é definido através do ensaio que segue as definições da NBR 6508:1984. O procedimento de ensaio consiste na comparação do peso de um picnômetro, previamente calibrado, contendo água destilada até uma marca de referência mais o peso do solo que será adicionado, com o peso do mesmo picnômetro constituído por água e solo até a mesma marca. Com isso, se obtém o peso da água que foi substituída pelo solo. Desse peso, calcula-se o volume de água que será o volume de solo. Com o peso e o volume do solo, obtêm-se o peso específico.

O peso específico real dos grãos, segundo Pinto (2006), tem pouca variação de um solo para outro, sendo um valor aproximado de 27 kN/m³. As argilas lateríticas, devido aos sais de ferro, podem chegar a um peso específico de 30 kN/m³.

2.4 Compactação dos solos

Caputo (1988) define a compactação de um solo como um processo manual ou mecânico, o qual tem por objetivo a redução do volume de vazios que, conseqüentemente, gera um aumento na resistência do solo, tornando-o mais sólido.

Diferente do adensamento, em que há expulsão de água, na compactação ocorre a expulsão do ar. Contudo, outras características do solo nos aspectos de permeabilidade, compressibilidade e absorção d'água podem ser melhoradas. Diante disso, a compactação é considerada uma operação simples e muito importante devido aos seus efeitos em relação à estabilização de maciços terrosos, associando-se diretamente com problemas de pavimentação e barragens de terra.

Ainda de acordo com o autor, o aumento do peso específico de um solo, produzido pela compactação, se deve essencialmente a energia aplicada e do teor de umidade do solo.

Pinto (2006) explica que quando um solo é compactado com umidade baixa, o atrito entre as partículas é muito alto o que não resulta em uma redução considerável dos vazios. Para umidades maiores, a água funciona como um lubrificante, fazendo com que as partículas deslizem entre si, acomodando-se de maneira mais compacta. A partir de um certo teor de umidade, não é mais possível expulsar o ar dos vazios através da compactação, pois o grau de saturação é elevado e o ar está envolto por água. Deve ser definido, então, a umidade ótima e peso específico aparente seco máximo para cada solo.

2.4.1 Ensaio de Proctor

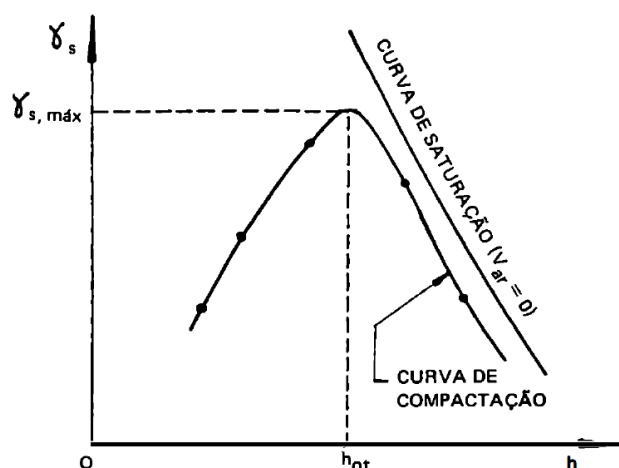
Conforme Caputo (1988) é o ensaio original para determinação da umidade ótima e do peso específico máximo de um solo. Normatizado atualmente pela NBR 7182:2016, o ensaio, segundo Pinto (2006) e Massad (2010), consiste na compactação de uma amostra de solo dentro de um molde cilíndrico, com um volume de aproximadamente 1000 cm³, em três camadas consecutivas, através da energia de impacto, em que um soquete de 2,5 kg cai de uma altura de 30,5 cm, num total de 26 vezes.

Pinto (2006) ressalta que a norma brasileira possibilita diferentes alternativas para realização do ensaio referente à secagem e quantidade do material. Entretanto, é comum o reuso do material, ou seja, a mesma amostra é usada para determinar todos os pontos da curva de compactação. Quanto à secagem, mesmo sabendo que a pré-secagem pode influenciar nas propriedades dos solos, é a prática mais corrente empregada em laboratórios.

Para Caputo (1988), é conveniente que o ensaio seja repetido no mínimo cinco vezes, com diferentes teores de umidade, sendo determinado para cada um deles, o

peso específico aparente. Com os valores obtidos traça-se a curva $\gamma_s = f(h)$, em que se busca que dois pontos se encontrem na zona seca (ramo da esquerda da curva), um próximo à umidade ótima e os outros dois na zona úmida (ramo da direita), conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3 – Exemplo de curva de compactação



Fonte: Caputo, 1988.

De acordo com Massad (2010), quanto maior a energia de compactação empregada no ensaio, maior será o peso específico máximo do solo ($\gamma_{s, máx}$) e menor será a umidade ótima (h_{ot}). Logo, existe o ensaio de proctor modificado, em que a energia é modificada pelo uso de um soquete de maior massa (4,5 kg) que cai de uma altura maior (45,7 cm) 55 vezes. Para esse ensaio utiliza-se um cilindro maior e a compactação é dividida em cinco camadas.

Segundo Pinto (2006), existe, ainda, o ensaio de energia intermediária criado pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, o qual consiste na aplicação de 26 golpes do soquete de 4,5 kg que cai de uma altura de 45,7 cm na amostra contida no cilindro grande, sendo essa dividida em cinco camadas.

Conforme Caputo (1988), a energia de compactação pode ser calculada pela Equação 1.

$$E = \frac{P \times h \times N \times n}{V} \quad (1)$$

Sendo P o peso do soquete, h a altura de queda do soquete, N o número de golpes por camada, n o número de camadas e V o volume do solo compactado.

2.4.2 Índice de Suporte Califórnia – ISC

A capacidade de suporte de um solo compactado pode ser medida através do método do índice de suporte, que fornece o Índice de Suporte Califórnia – ISC, também conhecido como *California Bearing Ratio* - CBR, o qual foi desenvolvido, conforme Caputo (1988), pelo engenheiro O. J. Porter, em 1929 no estado da Califórnia – Estados Unidos.

O ensaio de ISC, normatizado pela NBR 9895:2016, consiste em três etapas: moldagem do corpo de prova, expansão e penetração. O ISC indica a relação entre a pressão necessária para a penetração de um pistão num corpo de prova de solo e a pressão necessária para a penetração numa mistura padrão de brita estabilizada granulometricamente. O índice de expansão do solo é obtido durante o período de saturação por imersão do corpo de prova (96 horas).

2.5 Solos Tropicais e a Classificação MCT

2.5.1 Aspectos gerais

Solo tropical é aquele que apresenta peculiaridades de propriedades e de comportamento em relação aos não tropicais, em virtude da atuação de processos geológicos e/ou pedológicos típicos das regiões tropicais úmidas. Porém, para ser considerado tropical, não basta que o solo tenha sido formado na faixa astronômica tropical ou região de clima tropical úmido, é preciso, acima de tudo, que possua peculiaridades de interesse geotécnico. Assim, essa definição não é obrigatoriamente científica, mas é essencialmente tecnológica (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Destacam-se, dentre os solos tropicais as seguintes classes: Solos Lateríticos e Solos Saprolíticos.

Segundo Cozzolino e Nogami (1993), Solos Lateríticos são os solos que compõem a camada mais superficial das áreas bem drenadas, a qual é caracterizada pela cor, em que predominam os tons de vermelho e amarelo, com espessura, geralmente, maior do que 2 metros, ultrapassando raramente 10 metros. Particularmente, possuem grãos muito resistentes mecânica e quimicamente na fração areia e pedregulho, já na fração argila possuem elevada porcentagem de partículas constituídas de hidróxidos e óxidos de ferro (Fe) e Alumínio (Al), sendo a caulinita o argilomineral mais comum nessa fração. Possuem uma estrutura contínua,

em que os grãos mais finos estão agregados formando torrões, os quais são bastante resistentes à ação hídrica, e grande quantidade de vazios preenchidos de ar, o que resulta em uma massa específica aparente baixa e uma alta permeabilidade. De acordo com Nogami e Villibor (1995), as camadas desse tipo de solo podem se apresentar tanto sobre camadas de solos residuais como transportados.

Segundo os autores, Solos Saprolíticos são os solos que compõem, em suas condições naturais, as camadas subjacentes às lateríticas ou demais solos pedogenéticos, quer sejam residuais ou transportados. Comumente as espessuras dessas camadas atingem dezenas de metros, podendo variar bastante, assim como sua coloração, o que torna sua aparência bem heterogênea.

Ainda de acordo com os autores, sua constituição mineralógica é caracterizada pela presença frequente de muitos minerais, sendo uma parte decorrente do processo de intemperização e outra herdada da rocha matriz. Ao contrário dos lateríticos, os solos saprolíticos são genuinamente residuais e são basicamente formados por pedregulho e areia, podendo apresentar finos. Pode ocorrer grande variedade de argilominerais na fração argila e a fração silte pode ter mineralogia muito variada e peculiar, como os macrocristais de caulinita e micas, que podem impor comportamentos peculiares a esses solos.

2.5.2 A Classificação MCT

Segundo Pinto (2006), a classificação dos solos, na engenharia, tem como objetivo estimar o provável comportamento do solo ou, pelo menos, orientar o programa de investigação geotécnica a ser empregado para permitir a adequada análise do problema. Usualmente, neste meio, utiliza-se para classificação o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e o Sistema de Classificação da AASHTO.

Conforme Cozzolino e Nogami (1993), o uso dessas classificações para os solos tropicais induz a resultados não condizentes com o comportamento real dos mesmos nas obras de engenharia.

Com base nisso, foi criada a classificação MCT, a qual pode ser considerada como um subproduto da metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), desenvolvida com propósito inicial de poder utilizar solos considerados impróprios pelas classificações e especificações tradicionais, em bases de pavimentos. Contudo, essa classificação aplicável, especificamente, em solos tropicais é recomendada,

segundo Nogami e Villibor (1995) apenas para os de granulação fina, que passam integralmente na peneira 2,00 mm ou que possuem uma porcentagem desprezível retida nessa peneira.

Segundo Nogami e Vilibor (1995), a classificação MCT possui duas grandes classes: Classe L – Comportamento Laterítico e Classe N – Comportamento Não Laterítico. Essas classes, por sua vez, compreendem sete grupos de solos, sendo três na classe L e quatro na classe N.

2.5.2.1 Solos de Comportamento Laterítico

São os solos constituídos pelo horizonte B dos grandes grupos pedológicos que são conhecidos como Latossolos, Solos Podzólicos (atualmente englobados pelas classes dos Argissolos e Luvisolos) e Terras Rochas Estruturadas (pela atual classificação, incluídas nas classes dos Nitossolos e Argissolos). Esse horizonte é caracterizado pela predominância da cor vermelha e/ou amarela, grande espessura com pequena variação de propriedades e intensa agregação dos grãos mais finos, dando um aspecto de trincado/poroso ao solo.

Excepcionalmente, os solos lateríticos integram outros tipos de perfis pedológicos, como os Regossolos (atualmente inclusos na classe dos Neossolos) e solos hidromórficos, quando então podem apresentar cores características dos solos não lateríticos, destacando-se entre elas o cinza e o branco.

Muitas das peculiaridades de cor e agregação destes solos se devem a constituição mineralógica da fração argila, que como citado anteriormente, possui a caolinita como o principal argilomineral e grande porcentagem de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Na fração areia, destacam-se o quartzo, os minerais pesados, concreções lateríticas e, eventualmente, pode haver torrões não desagregados pelos processos de dispersão adotados. A granulometria, por sua vez, varia desde areias com poucos finos argilosos até argilas, podendo, a porcentagem de silte oscilar entre zero a mais de 50%, imprimindo características siltosas somente em condições especiais.

Apesar da variação granulométrica, os solos lateríticos destacam-se também, pela alta porosidade aparente natural, baixa resistência e baixa capacidade de suporte. Entretanto, quando compactados adequadamente, adquirem altas resistência e capacidade de suporte, a qual diminui pouco quando o solo é imerso em

água, e baixa permeabilidade. Além disso, apresentam elevados módulos de resiliência.

Os autores definem que os grupos de solos LA, LA' e LG' são os que integram a presente classe, sendo:

LA: nesse grupo são incluídas, sobretudo, as areias com poucos finos de comportamento laterítico, típicas do horizonte B das Areias Quartzosas e Regossolos (ambas as classes atualmente pertencentes à classe dos Neossolos). Devido à baixa porcentagem de finos, mesmo quando compactados adequadamente, estes solos apresentam pouca coesão, são relativamente permeáveis e pouco contráteis quando secos, entretanto, possuem alta capacidade de suporte e elevados módulos de resiliência.

LA': representado por solos tipicamente arenosos e constituintes do horizonte B dos Latossolos arenosos e solos Podzólicos ou podzolizados arenosos (pela atual classificação, incluídos nas classes dos Nitossolos e Argissolos). Possuem alta capacidade de suporte, quando compactados adequadamente, além de elevados módulos de resiliência, baixa permeabilidade, pouca coesão, baixa expansibilidade quando imersos em água e pequena contração por perda de umidade. Ao natural, esses solos, possuem baixa capacidade de suporte e massa específica aparente seca, podendo ser colapsíveis quando imersos em água.

LG': esse grupo é integrado, basicamente, por argilas e argilas arenosas, as quais constituem o horizonte B dos Latossolos, solos Podzólicos (atualmente englobados pelas classes dos Argissolos e Luvisolos) e Terras Rochas Estruturadas (pela atual classificação, incluídas nas classes dos Nitossolos e Argissolos). Comparados aos solos do grupo anterior, podem apresentar características semelhantes, quando a porcentagem de grãos de areia for alta. Contudo, possuem módulos de resiliência menores, maior plasticidade, menor massa específica aparente seca e maior umidade ótima na energia normal de compactação, maior contração por perda de umidade e maior resistência à erosão hidráulica.

2.5.2.2 Solos de Comportamento Não Laterítico

Comparado aos solos da classe anterior, os solos não lateríticos apresentam grande heterogeneidade. Levando em conta apenas os solos tropicais, destacam-se nesta classe os solos saprolíticos e os solos superficiais que apresentam comportamento não laterítico. Esses últimos são pouco frequentes e raramente

constituem ocorrências ou camadas de mais de um metro. Podem, por ventura, integrar perfis de solos considerados pedologicamente lateríticos ou ter condições hidrológicas e/ou rocha mãe especial, como no caso dos vertissolos.

As circunstâncias de ocorrência dos solos não lateríticos e as suas propriedades e comportamento variam muito no que se refere a volumes e espessuras de camada, homogeneidade da camada, granulometria, mineralogia, plasticidade, capacidade de suporte, erosão, etc.

Os solos sedimentares por não serem considerados tropicais, ficam excluídos dessa classificação. Entretanto, quando classificados pela metodologia MCT apresentam comportamento similar ao dos solos não tropicais tradicionais.

Os autores definem que os grupos de solos NA, NA', NS' e NG' são os que integram a presente classe, sendo:

NA: representado pelas areias, siltes e misturas de areias e siltes, nos quais os grãos são, basicamente, constituídos de quartzo e/ou mica (sericita). Os solos deste grupo, quando compactados, apresentam capacidade de suporte de baixa a média e, normalmente, são bastante erodíveis.

NA': esse grupo é representado por misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico. As propriedades desses solos como expansão, resiliência e erodibilidade variam de acordo com sua graduação.

NS': esse grupo compreende, acima de tudo, os solos saprolíticos silto-arenosos peculiares de constituição predominantemente feldspática-micácea-quartzosa. Esses, quando compactados na umidade ótima da energia normal, apresentam baixa capacidade de suporte quando imersos em água, baixo módulo de resiliência, alta erodibilidade, elevada expansibilidade, elevado coeficiente de sorção e permeabilidade média. Já em condições naturais, podem ter baixa capacidade de suporte e ser colapsíveis.

NG': grupo representado, principalmente, por saprolíticos argilosos, derivados de rochas sedimentares argilosas ou cristalinas, as quais são ricas em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcios e pobres em quartzo. Apresentam características típicas das argilas muito plásticas e expansivas, quando compactados na umidade ótima da energia normal.

2.5.3 Utilização rodoviária

Na Tabela 3 são exibidas as recomendações de Nogami e Villibor (1995) referente à utilização dos solos na construção de camada de base de pavimentos, reforço de subleito compactado, subleito compactado, corpo de aterro, camada de proteção de erosão e revestimento primário, de acordo com a sua classificação MCT.

Tabela 3 – Utilização rodoviária dos solos da classificação MCT

GRANULOMETRIAS TÍPICAS Designações do T1-71 do DER-SP (equivalentes da Mississippi River Commission, USA)		argilas siltes (q,s)	areias siltosas	siltes (k,m) siltes arenosos	argilas argilas arenosas argilas siltosas siltes argilosos	areias siltosas	areias argilosas	argilas argilas arenosas argilas siltosas siltes argilosos
k=caolínico s=sericítico	m=micáceo q=quartzoso							
COMPORTAMENTO		N = Não Laterítico				L = Laterítico		
GRUPO MCT		NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
Propriedades	MINI-CBR (%)	M, E	E	M, E	E	E	E, EE	E
	sem imersão perda por imersão	B, M	B	E	E	B	B	B
	EXPANSÃO	B	B	E	M, E	B	B	B
	CONTRAÇÃO	B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)	M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B
	COEFICIENTE DE SORÇÃO (s)	E	B, M	E	M, E	B	B	B
Corpos de prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal		EE = Muito Elevado (a) E = Elevado (a)		M = Médio (a) B = Baixo (a)		Vide Tabela III.3 para equivalente numérico		
Utilização	Base de pavimento	n	4°	n	n	2°	1°	3°
	Reforço do subleito compactado	4°	5°	n	n	2°	1°	3°
	Subleito compactado	4°	5°	7°	6°	2°	1°	3°
	Aterro (corpo) compactado	4°	5°	6°	7°	2°	1°	3°
	Proteção à erosão	n	3°	n	n	n	2°	1°
	Revestimento primário	5°	3°	n	n	4°	1°	2°

n = não recomendado

Fonte: Nogami e Villibor, 1995.

Assim, verifica-se que os solos pertencentes ao grupo LA' são os mais recomendados a serem utilizados na camada de revestimento primário. Nota-se ainda, que os solos pertencentes aos grupos NS' e NG' não são recomendados para esse fim.

2.6 Misturas solo-agregado

Solos-agregados são misturas naturais ou preparadas de britas, pedregulhos ou areia predominantemente, contendo silte e argila – material natural (solo) que passa na peneira de nº 200 (AASHTO M 146-70, 1991).

Yoder (1975) *apud* Couto (2009) cita que a estabilidade de uma mistura do tipo solo-agregado depende muito da granulometria, da forma das partículas, da densidade relativa, do atrito interno e da coesão. Portanto, um material granular terá

máxima estabilidade pela mobilização do atrito interno ao resistir à deformação no estado de tensões.

Conforme Villibor e Nogami (2009), tradicionalmente, os critérios de qualificação de materiais para base de solo-agregado utilizam as seguintes características: granulometria, Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade, resistência dos grãos, suporte e expansão e equivalente areia. Porém, quando adotados nas regiões tropicais, surgiram inúmeras dificuldades e deficiências, destacando-se as seguintes:

- 1) Dificuldade para encontrar materiais *in natura* que atendam as condições determinadas pelas especificações tradicionais.
- 2) Constatação de que as bases de solo-agregado, embora não satisfaçam as exigências tradicionais, possuem, frequentemente, um bom desempenho quando a mistura possui solo laterítico.
- 3) Limitações e deficiências dos requisitos dos critérios tradicionais para o estudo de bases de solo-agregado.

Devido a isso, foi proposta pelos autores supracitados uma nova diretriz para o estudo geotécnico de solo laterítico-agregado, a qual é fundamentada em ensaios e pesquisas de laboratório e de campo, acrescidos de suas experiências, e consta das seguintes fases:

- 1) Estudo da fração fina do material, representada pelos finos que passam na peneira de 2,00 mm, tolerando-se um máximo de 10 %, por meio dos ensaios da classificação MCT.
- 2) Estudo da fração grossa, representada pelo agregado retido na peneira de 2,00 mm e que passa na peneira de 25,4 mm, através do ensaio tradicional de abrasão de Los Angeles.
- 3) Estudo do material integral praticado por meio das características granulométricas do material da mistura, e o suporte e expansão da mistura compactada por meio do ensaio de CBR tradicional.

A diretriz proposta tem como princípio que esse tipo de base se comporta satisfatoriamente porque possui alta estabilidade e durabilidade no decorrer de sua vida útil, principalmente, por causa da qualidade típica do solo laterítico e da resistência dos grãos do agregado existentes na camada, os quais devem resistir aos esforços do processo de compactação sem serem quebrados excessivamente. E, também, porque as condições ambientais tropicais produzem uma umidade de

equilíbrio baixa na base, em geral, inferior à umidade de compactação em sua execução.

Ainda, de acordo com Villibor e Nogami (2009), as misturas de materiais para base, podem ser de granulometria contínua, a qual é essencial para garantir a estabilização da base compactada, pois há formação de um alicerce granular responsável por transmitir as pressões oriundas das cargas para a camada inferior, ou descontínua que, apesar da granulometria não contribuir muito na resistência da camada, a qualidade dos finos lateríticos é muito importante na estabilização devido a interação de seus grãos de areia com argila laterítica de elevada coesão, visto que os grãos maiores, comumente, não têm contato entre si e estão distribuídos na massa do solo laterítico, conforme as Figuras 4 e 5.

Figura 4 – Exemplo de camada de base de granulometria contínua



Fonte: Villibor e Nogami, 2009.

Figura 5 – Exemplo de camada de base de granulometria descontínua



Fonte: Villibor e Nogami, 2009.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), a mistura denominada solo-brita descontínuo, em que não se tem o contato grão-grão devido ao excesso de finos, facilitando assim a compactação, apresenta sucesso na sua utilização quando possui solo laterítico. Esse fato se deve, principalmente, pela ausência do ciclo gelo-degelo, pela drenagem favorecida, natureza e estado peculiar dos solos lateríticos, que expandem muito pouco em presença de água, apesar de sua plasticidade às vezes elevada. De acordo

com os autores, essas misturas, por prevalecer a matriz de solo laterítico, são coesivas, muito pouco expansivas e com boa capacidade de suporte.

Com isso, algumas misturas de solo-brita, com 50% em peso de brita, resultam um ISC em torno de 80% na energia modificada. Já as misturas com 70% em peso de brita e 30% de solo apresentam, muitas vezes, ISC acima de 100% associado à pequena perda de capacidade de suporte após imersão em água.

É importante destacar que dependendo da quantidade de finos, a mistura pode sofrer contração por perda de umidade e, conseqüentemente, apresentar fissuração. Para que isso não se torne um problema comprometedor, indica-se que a porcentagem em peso de solo na mistura utilizada em bases de pavimento asfáltico não seja superior a 50% do total (BERNUCCI *et al.*, 2008).

No entanto, conforme Villibor e Nogami (2009), os solos lateríticos para uso como componente da base solo laterítico-agregado descontínuo (SLAD) devem satisfazer os requisitos dispostos na Tabela 4.

Tabela 4 – Valores admissíveis para os solos lateríticos

PROPRIEDADES	INTERVALOS ADMISSÍVEIS		MÉTODOS DE ENSAIO
	IDEAL	ACEITÁVEL	MCT
OBRIGATÓRIO			
Grupos MCT	LA, LA', LG'		M5 e M8
Capacidade de Suporte Mini-CBR _{Ho} [%]	> 40	> 30	M2
Expansão sem sobrecarga - Es [%]	< 0,3	< 0,3	
Contração - Ct [%]	0,1 a 0,5	0,1 a 0,8	M3
OPCIONAL	ACEITÁVEL		—
Relação RIS [%]	> 50		—
Coeficiente de Sorção d'água - s [cm/ $\sqrt{\text{min}^{-1}}$]	10^{-2} - 10^{-4}		M4
Coeficiente Permeabilidade - k _s [cm/s]	10^{-6} - 10^{-8}		
Valores na Ho da Energia Intermediária do Mini-Proctor			

Fonte: Villibor e Nogami, 2009.

Já o agregado britado, segundo Villibor e Nogami (2009), deve atender as características de resistência dos grãos, ou seja, o resultado do ensaio de abrasão Los Angeles deve ser menor que 50% e é importante que se tenha forma adequada sem excesso de partículas lamelares. Quanto às características de granulometria, o material deve atender os requisitos de 100% passando na peneira de 25,4 mm e com no máximo 10% passando na peneira de 2,00 mm.

2.6.1 Estimativa da resistência ao cisalhamento

Bernucci *et al.* (2008) ressaltam que além do Índice de Suporte Califórnia (ISC) e do módulo de resiliência, outros ensaios podem ser empregados para determinação das propriedades mecânicas de materiais de base, sub-base ou reforço do subleito, visando, principalmente caracterizar o comportamento desses materiais à tração.

Em função da simplicidade de execução, realizam-se ensaios de resistência à tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos regulares e, também, ensaio de resistência à compressão simples, em que se aplica um carregamento crescente de compressão axial, sem tensão de confinamento, em corpos de prova cilíndricos, preferencialmente com altura de pelo menos duas vezes seu diâmetro.

Conforme Caputo (1988), a propriedade dos solos em suportar cargas e manter sua estabilidade, depende da resistência ao cisalhamento do solo, pois toda massa de solo se rompe quando esta resistência é excedida.

Segundo Pinto (2006), a teoria de ruptura de Mohr-Coulomb é representada pela tensão de cisalhamento (τ) em função da tensão normal efetiva (σ'). Graficamente, a representação pode ser feita traçando os semicírculos de Mohr definidos pelas tensões efetivas principais (σ_1 e σ_3) que correspondem aos estados de tensões na ruptura, também deve-se traçar a reta que tangencia os semicírculos, a qual é definida como envoltória de ruptura. Nessa teoria, tem-se que a variação da tensão de cisalhamento de um determinado material é diretamente ligada com a variação da tensão normal efetiva, dependendo dos valores de coesão e ângulo de atrito interno, conforme a Equação 2.

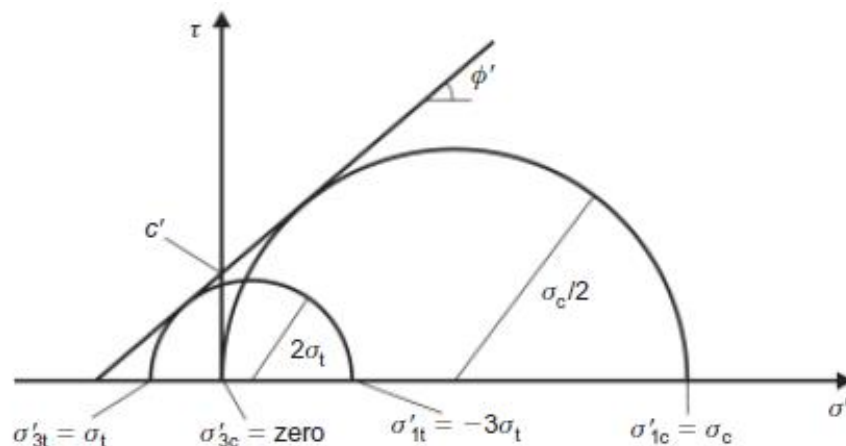
$$\tau = c + \sigma' \tan \phi \quad (2)$$

De acordo com Jaeger, Cook e Zimmerman (2007), as tensões principais na ruptura (σ_3 e σ_1) para corpos de prova submetidos aos ensaios de compressão simples são, respectivamente, iguais a zero e σ_c . Já para corpos de prova submetidos aos ensaios de compressão diametral, são, respectivamente, iguais a σ_t e $-3\sigma_t$. A partir disso, é possível plotar os círculos de Mohr correspondentes e obter a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb (Figura 6), bem como estabelecer as seguintes equações, sendo a Equação 3 utilizada para cálculo do ângulo de atrito interno e a Equação 4 para cálculo da coesão.

$$\phi = \arcsen\left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right) \quad (3)$$

$$c = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]}{2 \cos \phi} \quad (4)$$

Figura 6 - Envoltória de Mohr-Coulomb com base em círculos de Mohr a partir de ensaios de tração indireta e compressão não confinada



Fonte: Consoli *et al.*, 2014.

Desse modo, se o estado de tensão atuante no corpo de prova analisado gerar um círculo de Mohr que fique completamente contido no interior da envoltória de ruptura, o estado de tensão é admissível, portanto, o corpo encontra-se em segurança, do contrário, tem-se a ruptura.

2.7 Atrito entre pneu e o revestimento primário

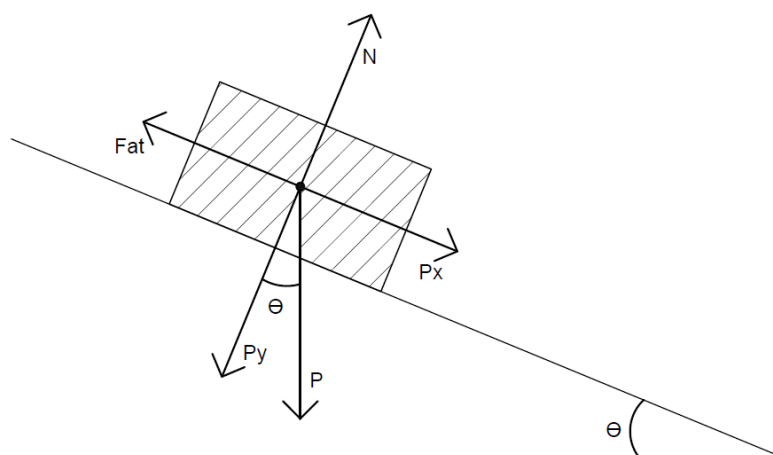
De acordo com Moretto e Lenz (1979), a força de atrito provém do contato entre as rugosidades de duas superfícies e só surge quando há movimento relativo ou iminente entre as superfícies. Ela sempre se opõe ao sentido da força que provoca movimento ou a tendência a ele, variando de zero até seu valor máximo, crescendo proporcionalmente à força aplicada. Para Kazuhito e Fuke (2013), o atrito é denominado seco quando não existe fluídos ou lubrificantes entre as superfícies, podendo ser dinâmico, quando há movimento relativo, ou estático, quando as superfícies não estão em movimento relativo.

Para ambos os autores, a intensidade máxima da força de atrito (F_{at}) é diretamente proporcional à intensidade da força normal (N) de contato, dependendo somente do coeficiente de atrito (μ), conforme a Equação 5.

$$F_{at} = \mu \cdot N \quad (5)$$

Considerando um bloco sobre um plano inclinado, conforme a Figura 7, as forças que nele atuam são: a força peso (P), direcionada para baixo em virtude da atração da terra e a força normal (N), exercida pelo plano inclinado, perpendicular à superfície de contato.

Figura 7 – Plano inclinado



Fonte: Adaptado de Moretto e Lenz (1979).

Através da Figura 7, portanto, é possível estabelecer as seguintes equações:

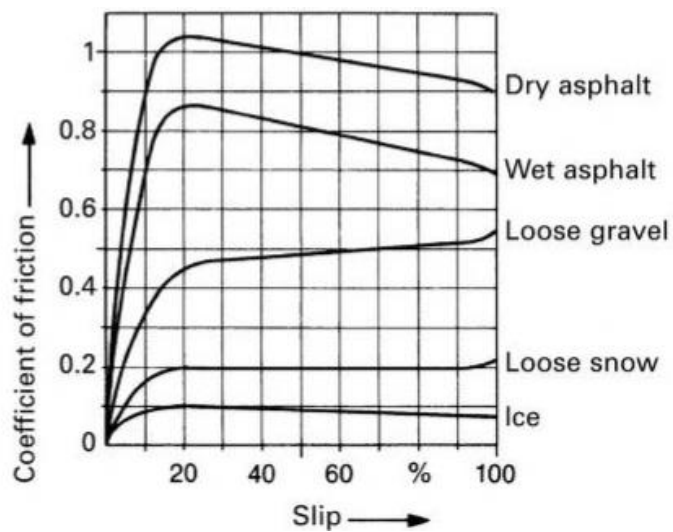
$$N = P_y = P \cdot \cos \theta \quad (6)$$

$$F_{at} = P_x = P \cdot \sin \theta \quad (7)$$

Com isso tem-se que:

$$\mu = \frac{P \cdot \sin \theta}{P \cdot \cos \theta} = \operatorname{tg} \theta \quad (8)$$

Reimpell, Stoll e Betzler (2001), indicam valores de coeficiente de atrito de um pneu, com velocidade média de 60 km/h, em relação ao deslizamento em diferentes superfícies, conforme representado na Figura 8.

Figura 8 – Coeficientes de atrito pneu/pavimento

Fonte: Reimpell, Stoll e Betzler, 2001.

Verifica-se que o coeficiente de atrito máximo para asfalto seco é de aproximadamente 1,04. Já para asfalto molhado o valor fica em torno de 0,87, mas quando o pneu desliza 100% o valor cai para 0,70. É notável, também, que nas superfícies com cascalho e neve soltos, só se atinge o máximo quando o pneu desliza 100%.

3 METODOLOGIA

Este item do trabalho, que se refere à metodologia, tem como propósito demonstrar os procedimentos e materiais empregados para a obtenção dos resultados de misturas de solo argiloso com diferentes teores de brita 1 em peso seco e uma solução constituída de brita 0 agulhada sobre o referido solo compactado, testadas para utilização em revestimento primário de estradas rurais da região de Novo Xingu-RS.

3.1 Caracterização da pesquisa

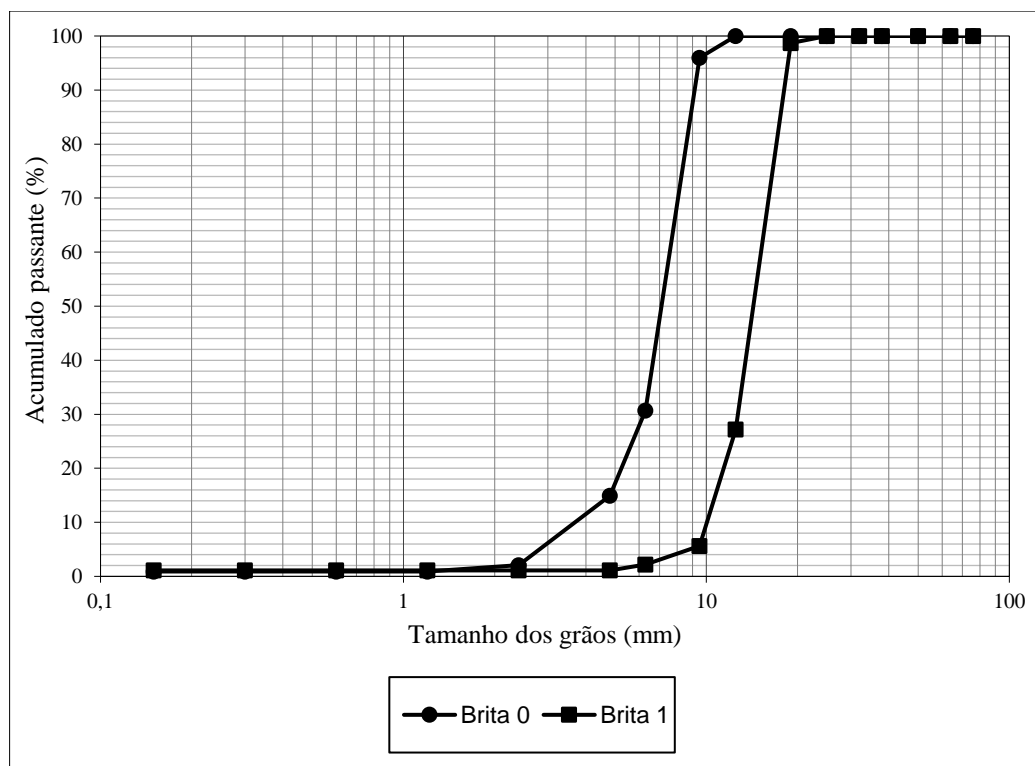
A presente pesquisa possui caráter descritivo, pois é baseada em bibliografias referentes ao tema. Além do levantamento bibliográfico feito, foram realizados também ensaios de laboratório que caracterizaram o solo, bem como ensaios para a obtenção de parâmetros de resistência. Além disso, foram realizadas análises de dados e cálculos, tornando, assim, a pesquisa qualitativa e quantitativa.

3.2 Materiais utilizados na pesquisa

3.2.1 Agregados

Os agregados utilizados foram a brita 1 e a brita 0, ambas oriundas de uma jazida localizada no município de Sarandi - RS. A empresa Construbrás foi responsável por fornecer o material, bem como suas respectivas composições granulométricas, as quais estão expressas na Figura 9.

Figura 9 – Curvas granulométricas dos agregados



Fonte: Construbrás, 2014.

3.2.2 Solo

O solo utilizado no presente trabalho é oriundo do município de Novo Xingu - RS, extraído de um corte de estrada em ponto localizado a $27^{\circ}44'8,71''$ ao sul e $53^{\circ}2'23,4''$ a oeste, conforme Figura 10. Com o auxílio de ferramentas manuais, foram coletados cerca de 300 kg de amostra deformada de solo do horizonte B do perfil, a aproximadamente 150 cm de profundidade, conforme ilustrado na Figura 11.

Figura 10 – Local da coleta do solo no município de Novo Xingu - RS



Fonte: Google Earth, 2017.

Figura 11 – Perfil do solo coletado



Fonte: Autor, 2017.

3.2.2.1 Descrição física, geológica e pedológica do local de coleta da amostra

O município de Novo Xingu, localizado na região norte do estado do Rio Grande do Sul, possui um clima quente e temperado com muita pluviosidade. Segundo dados do INMET – Instituto Nacional de Meteorologia (2016), a temperatura média anual varia de 18° a 20°C e a precipitação total anual está entre 1800 a 2000 mm. Quanto ao bioma, de acordo com o Mapa de Biomas elaborado pelo Instituto brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2004) verificou-se que o local está inserido no chamado Bioma Mata Atlântica, o qual se caracteriza pelo clima quente úmido, sem período seco sistemático e com amplitudes térmicas amenizadas por influência marítima. A vegetação do local é essencialmente campestre em que predominam as gramíneas, com a ocorrência de espécies lenhosas decíduas espinhosas e o relevo é diversificado.

O local de coleta da amostra de solo situa-se numa área bem drenada, no Planalto Meridional, o qual, de acordo com os dados do Atlas Socioeconômico do estado do Rio Grande do Sul (2008), é formado por rochas basálticas resultantes de

um derrame de lavas ocorrido na era Mesozóica. Em relação à pedologia, por meio de consulta ao mapa de solos apresentado por Streck *et al.* (2008), observa-se que o local se situa na classe denominada Latossolos. Segundo os autores, os latossolos são solos bem drenados, normalmente profundos a muito profundos, apresentam um perfil muito homogêneo com uma sequência de horizontes A, Bw e C, onde o horizonte Bw é do tipo B latossólico. Esse horizonte é formado por um solo muito intemperizado, com predomínio de caulinita e óxidos de ferro. Trata-se mais especificadamente de um latossolo vermelho aluminoférrico (LVaf – unidade Erechim) que possui caráter aluminico, elevado teor de ferro e é originado do basalto.

3.3 Ensaio de laboratório

3.3.1 Ensaio de caracterização

3.3.1.1 Análise granulométrica

O ensaio de análise granulométrica é utilizado para determinar o percentual de cada faixa de tamanho de partículas que compõe o material em análise. Para o solo em estudo, esse ensaio foi realizado por uma combinação de peneiramento e sedimentação, conforme a NBR 7181: 2016.

A análise por peneiramento consiste, basicamente, na passagem do material previamente destorroado e preparado, conforme a NBR 6457:2016, por uma série de peneiras de diferentes malhas definidas pela norma. O peneiramento é dividido em duas etapas: peneiramento grosso para as partículas de diâmetro maiores do que 2,0 mm utilizando-se as peneiras de 50; 38; 25; 19; 9,5 e 4,8 mm e peneiramento fino para partículas com diâmetro entre 2,0 e 0,075 mm utilizando-se as peneiras de 1,2; 0,6; 0,42; 0,25; 0,15 e 0,075 mm.

Para a análise por sedimentação, separou-se cerca de 70 g de solo, após, juntou-se o solo com defloculante e agitou-se a mistura, a qual permaneceu em repouso, numa proveta graduada, por cerca de 12 horas. Nessa etapa, através de um densímetro foi possível determinar o diâmetro das partículas, baseando-se na Lei de Stokes que relaciona o tamanho da partícula com a velocidade com que ela sedimenta em um meio líquido de viscosidade e peso específico conhecidos.

Com os resultados obtidos nas etapas do ensaio de granulometria, foi construído um gráfico com a curva de distribuição granulométrica, sendo disposto no eixo das

abscissas os diâmetros das partículas, em escala logarítmica, e no eixo das ordenadas as porcentagens passantes.

3.3.1.2 Limites de Atterberg

Os ensaios de limites de Atterberg, ou seja, o Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP) foram realizados conforme suas respectivas normas, sendo a NBR 6459:2016 para a determinação do Limite de Liquidez e a NBR 7180:2016 para a determinação do Limite de Plasticidade. Para ambos os limites, utilizou-se uma pequena quantidade de solo submetida à secagem prévia ao ar de modo que, quando passada na peneira de 0,42 mm, conforme a NBR 6457:2016, se obtivesse cerca de 100 g de material passado.

Para o Limite de Liquidez adicionou-se água na amostra de solo até formar uma pasta uniforme. Em seguida, colocou-se uma porção no aparelho de Casagrande e com um cinzel foi feito um corte no meio da amostra. Esse procedimento foi repetido cinco vezes, com umedecimento crescente da amostra, de maneira que fossem obtidos cinco diferentes umidades e números de golpes necessários para o fechamento da ranhura. A partir desses dados foi confeccionado um gráfico, sendo dispostos no eixo das abscissas, em escala logarítmica, o número de golpes verificados em cada ensaio e no eixo das ordenadas, em escala linear, os valores das umidades gravimétricas correspondentes. Através da interpolação gráfica desses dados, foi possível obter a umidade correspondente aos 25 golpes.

Para realizar o ensaio de Limite de Plasticidade, a amostra também foi umedecida e em seguida realizou-se a moldagem de cilindros de mesma espessura do cilindro padrão, 3 mm. Como recomendado, o procedimento foi repetido cinco vezes com umidades diferentes. Considerou-se, portanto, que o solo atingiu seu Limite de Plasticidade quando o cilindro moldado ficou semelhante ao padrão sem apresentar fissuras. Através da média aritmética das umidades do solo, desprezando os valores de umidade com variação maior que 5% da média, obteve-se o valor do Limite de Plasticidade do solo analisado.

3.3.1.3 Peso específico real dos grãos

Para a determinação do peso específico real dos grãos, serão consideradas as prescrições da NBR 6508:1984.

Como explicado no item 2.3.3, para esse ensaio foi empregado o método do picnômetro, o qual consiste na comparação do peso de um picnômetro, previamente calibrado, contendo água destilada até uma marca de referência mais o peso do solo adicionado, com o peso do mesmo picnômetro constituído por água e solo até a mesma marca. Para retirar todo ar presente no picnômetro utilizou-se uma bomba de vácuo, de forma que permanecesse em seu interior somente partículas de água e solo.

A partir da relação que se estabeleceu neste ensaio, calculou-se o peso específico real dos grãos através da Equação 9.

$$\delta = \frac{M1 \times 100 / (100 + h)}{[M1 \times 100 / (100 + h)] + M3 - M2 \times \delta T} \quad (9)$$

Onde:

δ = massa específica dos grãos do solo (g/cm³);

M1 = massa do solo úmido;

M2 = massa do picnômetro + solo + água na temperatura do ensaio;

M3 = massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência na temperatura do ensaio;

h = umidade inicial da amostra;

δT = massa específica da água, na temperatura de ensaio.

3.3.2 Compactação

Para realização dos ensaios de compactação, foram seguidas as recomendações da NBR 7182:2016.

Nos ensaios realizados somente com solo, a amostra foi preparada conforme a NBR 6457:2016, foi seca em estufa (Figura 12), e após, colocada em uma bandeja em que se adicionou água destilada gradativamente, revolvendo o material, de forma a se obter um teor de umidade em torno de 5% abaixo da umidade ótima presumível. Com a amostra completamente homogeneizada, iniciou-se sua compactação utilizando o soquete, número de camadas e número de golpes por camada correspondentes a energia desejada. Nesse estudo, foram realizados dois ensaios de compactação utilizando somente solo, sendo um na energia normal e outro na energia intermediária. Ambas compactações foram realizadas no cilindro pequeno (Figura 13)

pois a amostra, após a preparação, passou integralmente na peneira de 4,8 mm, critério esse estabelecido pela NBR 6457:2016.

Figura 12 – Amostra de solo preparada para o ensaio



Fonte: Autor, 2017.

Nas compactações correspondentes às misturas de solo e brita 1, a amostra de solo também foi preparada de acordo com a NBR 6457:2016 e seca em estufa e o agregado foi seco em estufa. Nesse caso, procedeu-se o ensaio utilizando-se o cilindro grande (Figura 13) devido à presença do material graúdo e os ensaios foram realizados somente na energia normal.

Figura 13 – Cilindros utilizados nos ensaios de compactação



Fonte: Autor, 2017.

Após a compactação da última camada, em todos os ensaios rasou-se o excesso de material compactado com uma régua biselada, conforme Figura 14, e pesou-se o conjunto, de modo que por subtração da massa do molde cilíndrico, se obtivesse a massa úmida do material compactado. Com o auxílio de um extrator, cada corpo de prova era retirado do molde, e em seguida, uma amostra do seu centro era separada para determinação da umidade. O restante era destorroado e juntamente com o material remanescente na bandeja recebia mais água, de forma a incrementar o teor de umidade em aproximadamente 2% para os ensaios somente com solo e 3% para os ensaios de solo e brita 1. O processo foi repetido até que se obtivesse cinco pontos, sendo dois no ramo seco, um próximo à umidade ótima e dois no ramo úmido da curva de compactação. A partir da umidade do solo de cada ponto, foi possível calcular o peso específico aparente seco correspondente, através da Equação 10. Os resultados foram plotados em um gráfico e então, determinou-se a umidade ótima e peso específico aparente seco máximo.

$$\gamma_d = \frac{P \times 100}{V \times (100 + W)} \quad (10)$$

Onde:

γ_d = peso específico aparente seco (g/cm^3);

P = peso do solo úmido (g);

V = volume do cilindro (cm^3);

W = teor de umidade (%).

Figura 14 – Rasamento do excesso de material compactado



Fonte: Autor, 2017.

3.3.3 Índice de Suporte Califórnia – ISC

Este ensaio foi realizado conforme a NBR 9895:2016. Primeiramente moldou-se o corpo de prova de solo na energia intermediária utilizando um cilindro com diâmetro de aproximadamente 15,3 cm e altura de 17,8 cm (cilindro grande da Figura 13) com um disco espaçador ao fundo. Após terminada a moldagem do corpo de prova, foi retirado o disco espaçador e invertido o molde fixando-o em seu prato-base perfurado. No espaço deixado pelo disco espaçador foi colocada a haste de expansão. Nesse ensaio optou-se por não adotar sobrecarga, inserindo assim uma adaptação do ensaio em relação à norma, com a finalidade de melhor simular a situação de campo, na qual a camada não é submetida a sobrecarga de camadas sobrepostas. Imergiu-se o corpo de prova em um tanque com água por 4 dias e através das leituras diárias do extensômetro (Figura 15), foi possível medir as expansões ocorridas.

Figura 15 – Corpo de prova imergido



Fonte: Autor, 2017.

Terminado o período de embebição, o corpo de prova foi retirado do tanque e após a água escoar (cerca de 15 minutos), foi levado ao prato da Prensa Marshall/CBR automatizada da SOLOTEST. O pistão de penetração com diâmetro de 4,96 cm foi assentado através da aplicação de uma carga de aproximadamente 4,5 kg (45 N) controlada pelo deslocamento do ponteiro do extensômetro do anel

dinamométrico. A penetração ocorreu numa velocidade de 1,27 mm/min (0,05 pol/min.).

3.3.4 Ensaio voltado à classificação MCT do solo

Na primeira etapa, foram compactados corpos de prova de 50 mm de diâmetro, conforme as especificações da DNER-ME 258/94. Separou-se uma amostra de cerca de 2500g de solo seco ao ar, destorroado e passado na peneira de 2,00 mm. Dividiu-se a mesma em cinco porções com cerca de 500 g e adicionou-se, a cada uma delas, água em quantidade tal para que se obtivesse porções com umidades sucessivamente crescentes, de cerca de 3%, por se tratar de um solo argiloso. Antes de efetuar a compactação, foi realizada a leitura do extensômetro referente ao golpe zero. Após o primeiro golpe, efetuou-se a leitura do extensômetro novamente (Figura 16), prosseguiu-se a compactação, repetindo a leitura para os seguintes números de golpes: 2, 3, 4, 6, 12, 24, 32, 48, 64, 96, 128, 192, 256. O processo poderia ter sido interrompido se a diferença entre a leitura obtida após 4n golpes e a obtida após n golpes fosse menor que 2 mm ou se houvesse intensa exsudação de água no topo e na base do corpo de prova, o que não aconteceu.

Figura 16 – Leitura do extensômetro após 1 golpe



Fonte: Autor, 2017.

A segunda etapa consiste no ensaio de perda de massa por imersão, que foi realizado de acordo com a da DNER-ME 256/94. Nessa etapa, promoveu-se um deslocamento dos corpos de prova contidos nos seus respectivos moldes, deixando, com isso, uma saliência de 10 mm. Na sequência, eles foram transferidos para o recipiente de imersão e dispostos horizontalmente com auxílio de um suporte. Foi colocada uma cápsula para cada corpo de prova no recipiente de imersão, a fim de captar as partículas desprendidas, conforme mostra a Figura 17.

Figura 17 – Corpos de prova no recipiente de imersão



Fonte: Autor, 2017.

Realizados os dois ensaios, traçou-se os gráficos de curva Mini-MCV, curva de compactação e perda de massa por imersão. Dos dois primeiros gráficos, foi possível a obtenção dos coeficientes c' , e d' , respectivamente. Sendo que, c' é o coeficiente angular da parte retilínea da curva de deformabilidade que mais se aproxima do valor Mini-MCV igual a 10 e d' é a inclinação da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes do ensaio de Mini-MCV. Com isso, a partir de d' calculou-se o Índice de Laterização – e' , através da Equação 11.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}} \quad (11)$$

Sendo que P_i foi obtido através da Equação 12.

$$P_i = 100 \times \frac{M_i \times L_{cp}}{M_s \times L_f} \times F_c \quad (12)$$

Onde:

P_i = perda de massa por imersão, expressa em porcentagem;

M_i = massa de solo seco desprendida do corpo de prova, em gramas;

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

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

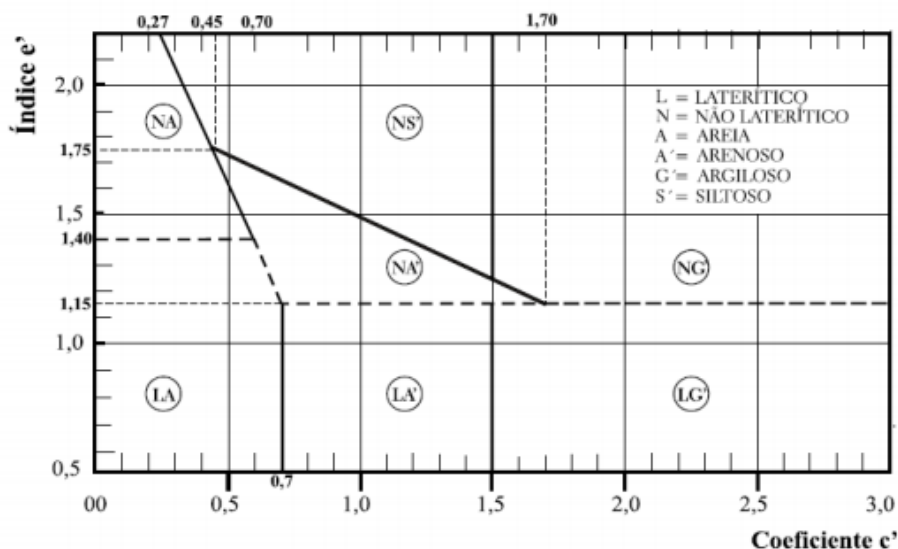
L_f = 10 mm = altura do corpo de prova, para molde;

F_c = 1,0 quando ocorre um desprendimento normal, o que é esperado;

F_c = 0,5 quando a parte desprendida é um monobloco, o que é uma exceção.

Por fim, através dos valores dos coeficientes e' e c' e do gráfico da Figura 18, classificou-se o solo.

Figura 18 – Gráfico da classificação de solos MCT



Fonte: Villibor e Nogami, 2009.

3.3.5 Ensaios de cisalhamento direto

Para determinação dos parâmetros de resistência do solo e obtenção da envoltória de Mohr-Coulumb, foram realizados ensaios de cisalhamento direto, conforme as determinações da norma ASTM D3080:2011. Para tal, foi utilizado um equipamento de cisalhamento convencional, manual, do tipo deformação controlada (Figuras 19 e 20).

Figura 19 - Conjunto do equipamento constituído de caixa de cisalhamento, anel dinamométrico para aplicação de carga e extensômetros



Fonte: Autor, 2017.

Figura 20 – Equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Autor, 2017.

A partir dos valores de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo obtidos nos ensaios de compactação, foram moldados corpos de prova de 63 mm de diâmetro por 20 mm de altura (Figura 21), os quais foram posicionados dentro de uma caixa bipartida que se deslocava, ao longo do ensaio, com velocidade constante de 1 mm/min, ocasionando o cisalhamento da amostra de solo. Dadas as dimensões do corpo de prova, a velocidade adotada é considerada relativamente rápida, e sua escolha teve por finalidade simular uma situação mais próxima possível da realidade, que consiste na passagem de um veículo. Como todos os ensaios foram conduzidos em amostras não inundadas, acredita-se que a velocidade não afeta substancialmente os resultados, uma vez que a probabilidade de desenvolvimento de poropressões é baixa, devido ao espaço ocupado pelo ar que permite o rápido deslocamento da água no interior da amostra.

Figura 21 – Molde dos corpos de prova submetidos ao cisalhamento direto



Fonte: Autor, 2017.

Foram ensaiados em uma totalidade seis corpos de prova, sendo três deles moldados na energia normal e três na energia intermediária. Em ambas as energias, cada corpo de prova recebeu a aplicação de uma tensão normal, sendo 50, 150 e 250 kPa os valores utilizados, pois de acordo com Nervis (2016), as tensões principais obtidas nos ensaios realizados em argilas (no teor de umidade correspondente à ótima de compactação, sem ocorrência de variações de umidade) variaram de 13 a 250 kPa. Já nos estudos de Peraça (2007), as tensões ficaram entre 0 e 377 kPa para a estrutura de revestimento primário (nas condições ótimas de umidade e compactação). Por fim, em Nervis (2010), verificou-se que as tensões principais para 20 cm de revestimento foram de 50 a 356 kPa. Conhecidos esses valores e

estipulando de maneira pessimista um ângulo de atrito de 30°, concluiu-se que as tensões normais ficam entre os limites utilizados neste estudo.

A partir dos dados obtidos em cada ensaio, foi possível traçar as curvas tensão cisalhante x deformação horizontal e deformação vertical x deformação horizontal do corpo de prova. Através da primeira curva citada, foi possível extrair o par de tensões cisalhante (τ) e normal (σ) referentes à ruptura do corpo de prova. Após realizados os três ensaios de cada energia, ajustou-se, então, uma reta pelos pontos correspondentes à ruptura, obtendo-se assim a envoltória de resistência do solo para os níveis de tensão adotados, a partir da qual foram determinados os valores do ângulo de atrito interno e o intercepto coesivo.

3.3.6 Ensaio de compressão simples

Os ensaios de compressão simples foram realizados, seguindo-se as recomendações da NBR 12770:1992, em corpos de provas compostos de solo e solo-brita (Figura 22), todos moldados na energia normal.

Figura 22 – Solo-brita sendo preparado para o ensaio de compressão simples



Fonte: Autor, 2017.

Com o objetivo de obter a resistência à compressão simples do material mediante aplicação de uma carga axial, os corpos de prova foram compactados na umidade ótima e massa específica aparente seca desejadas em um molde cilíndrico

com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, ilustrado na Figura 23, respeitando-se com isso a relação altura/diâmetro mínima de 2.

Figura 23 – Molde cilíndrico utilizado no ensaio de compressão simples



Fonte: Autor, 2017.

Após a remoção do corpo de prova do molde, o mesmo foi centralizado sobre o prato inferior da prensa da máquina universal de ensaios EMIC DL - 30000 N, conforme a Figura 24, e recebeu carga até seu rompimento numa velocidade adotada constante de 5 mm/min, a qual é considerada relativamente rápida mediante as dimensões do corpo de prova, a fim de simular a passagem de um veículo, de maneira mais próxima possível da realidade.

Figura 24 – Realização do ensaio de compressão simples



Fonte: Autor, 2017.

A partir do gráfico tensão de compressão x deformação axial específica gerado pela máquina, se obteve para a tensão principal mínima efetiva (σ_3) igual a zero uma tensão de compressão calculada através da relação entre a máxima carga suportada pelo corpo de prova e sua área. Com esses dados, foi possível traçar o círculo de Mohr correspondente a cada corpo de prova ensaiado.

3.3.7 Ensaios de compressão diametral

Conhecido também como ensaio brasileiro, esse ensaio visa a determinação da resistência à tração de corpos de prova cilíndricos. No presente trabalho, o ensaio foi realizado, baseando-se na NBR 7222:2011, em corpos de provas compostos de solo e solo-brita, todos moldados na energia normal (Figura 25).

Figura 25 – Moldagem do corpo de prova submetido ao ensaio de compressão diametral



Fonte: Autor, 2017.

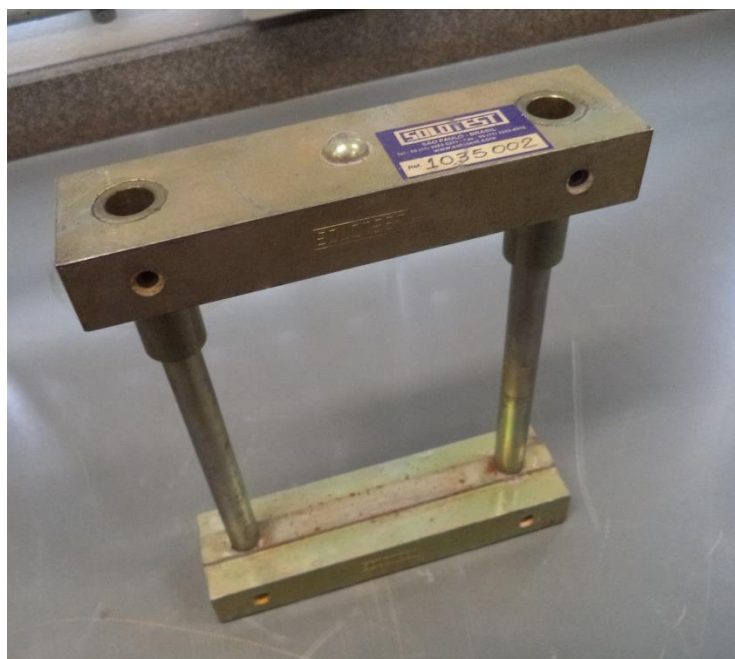
Os procedimentos adotados para a moldagem dos corpos de prova foram basicamente os mesmos do ensaio de compressão simples. Porém, neste caso, utilizou-se um molde cilíndrico de diâmetro 100 mm e altura 78,5 mm, conhecido como molde Marshall. Neste ensaio, o corpo de prova foi disposto deitado no Pórtico de Lottman (Figuras 26 e 27), de modo que seu contato com o equipamento fosse somente ao longo de duas geratrizes diametralmente opostas as suas.

Figura 26 – Corpo de prova após ruptura disposto no Pórtico de Lottman



Fonte: Autor, 2017.

Figura 27 – Pórtico de Lottman



Fonte: Autor, 2017.

Para a realização do ensaio de compressão diametral utilizou-se a Prensa Marshall/CBR automatizada da SOLOTEST, ilustrada na Figura 28, que possui auto regulagem da velocidade, independente da carga, mantendo o avanço sempre constante. Com isso, visando simular a passagem de um veículo e, com isso, uma situação a mais próxima possível da realidade, adotou-se para esse ensaio a

velocidade de 5 mm/min, considerada relativamente rápida perante as dimensões do corpo de prova.

Figura 28 – Prensa utilizada no ensaio de compressão diametral



Fonte: Autor, 2017.

A resistência à tração por compressão diametral foi calculada através da Equação 13.

$$f_{t,D} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (13)$$

Onde:

$f_{t,D}$ = resistência à tração por compressão diametral, expressa em Mpa;

F = carga máxima aplicada (N);

d = diâmetro do corpo de prova (mm);

L = altura do corpo de prova (mm).

Como citado no item 2.6.1, a tensão principal maior (σ_1) é -3 vezes a tensão principal menor ($\sigma_3 = f_{t,D}$). Após a obtenção das tensões principais, traçaram-se os círculos de Mohr para cada corpo de prova.

A partir dos pares de círculos de Mohr obtidos através dos ensaios de compressão simples e compressão diametral foi possível traçar a envoltória de Mohr-Coulumb. Os parâmetros ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c) do material foram extraídos desta reta que tangencia os círculos.

3.3.8 Obtenção do coeficiente de atrito

Para a obtenção do coeficiente de atrito, foi utilizado um equipamento desenvolvido na Universidade de Santa Cruz do Sul, baseado no princípio do plano inclinado, conforme a Figura 7. Recentemente elaborado, o equipamento ainda estava em fase de testes e aprimoramentos, mas foi capaz de fornecer o ângulo de inclinação necessário para o cálculo do coeficiente de atrito. Esse ensaio, não normatizado, consiste em medir o ângulo de inclinação, através de um inclinômetro digital, necessário para que uma superfície constituída de segmentos de pneu deslize sobre um corpo de prova de dimensões (altura x largura x profundidade) 7,8 cm x 18,5 cm x 38,5 cm devidamente compactado e nivelado, conforme a Figura 29. O coeficiente de atrito foi calculado através da Equação 8, apresentada no item 2.7.

No presente trabalho o ensaio foi realizado em diferentes tipos de superfícies do corpo de prova: somente solo compactado na energia intermediária, solo compactado na energia intermediária com agulhamento de 1 cm de brita 0 correspondente a 18 kg/m² com pedras soltas e sem pedras soltas e, por fim, mistura de solo com 35% de brita 1 compactada na energia normal. Cada corpo de prova foi ensaiado com as superfícies secas e molhadas, a fim de simular a passagem de veículos em dias de sol e chuva, respectivamente.

Figura 29 – Equipamento desenvolvido para a determinação do coeficiente de atrito



Fonte: Autor, 2017.

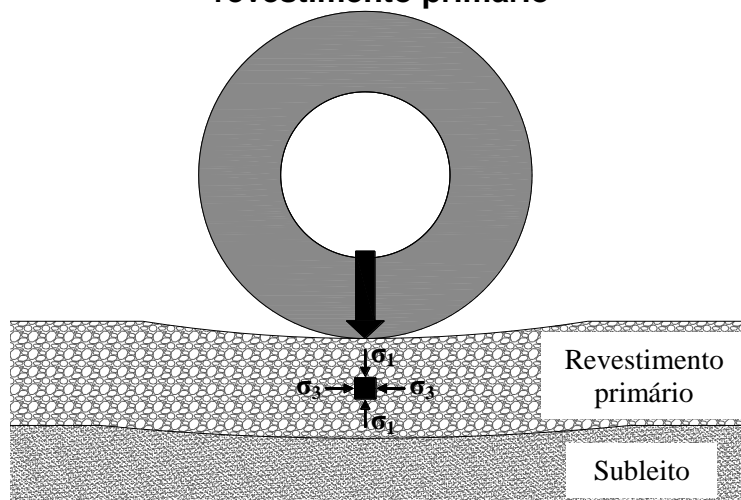
3.3.9 Realização de análise e discussão dos resultados dos ensaios de laboratório

Após a execução dos ensaios de laboratório, os resultados obtidos foram analisados e, de acordo com o referencial teórico, foi possível estabelecer se atendiam ou não valores desejáveis.

3.4 Dimensionamento do revestimento primário

Conforme Nervis *et al.* (2017), dada uma estrutura qualquer de pavimento com revestimento primário representada esquematicamente na Figura 30, uma avaliação se as camadas irão sofrer ruptura por cisalhamento devido ao carregamento vertical pode ser feita verificando se o nível de tensões atuantes no ponto médio da camada de revestimento e no topo do subleito resultam numa tensão de ruptura que venha a ultrapassar a sua resistência ao cisalhamento.

Figura 30 - Tensões atuantes num ponto qualquer de um pavimento com revestimento primário



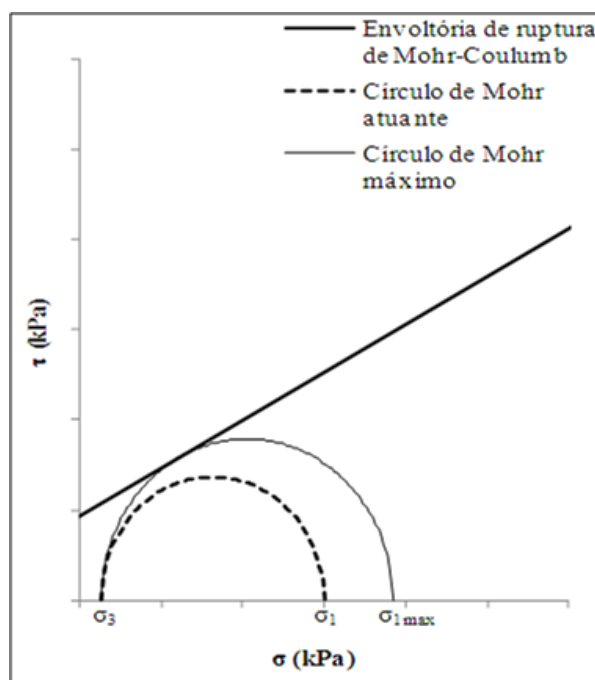
Fonte: Nervis *et al.*,2017.

Isso pode ser ilustrado através do gráfico da Figura 31, onde que para dada tensão principal menor (σ_3), existe uma tensão principal maior máxima (σ_{1max}) tal que o círculo de Mohr correspondente não ultrapasse a envoltória de ruptura de Mohr-Coulumb do material.

Conforme Das e Sobhan (2014), a tensão σ_{1max} pode ser determinada pela Equação 14, onde c e ϕ são, respectivamente, o intercepto de coesão e o ângulo de atrito interno do material.

$$\sigma_{1max} = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (14)$$

Figura 31 - Gráfico que representa as tensões principais atuantes num ponto qualquer de uma camada de pavimento frente a sua resistência ao cisalhamento



Fonte: Nervis *et al.*,2017.

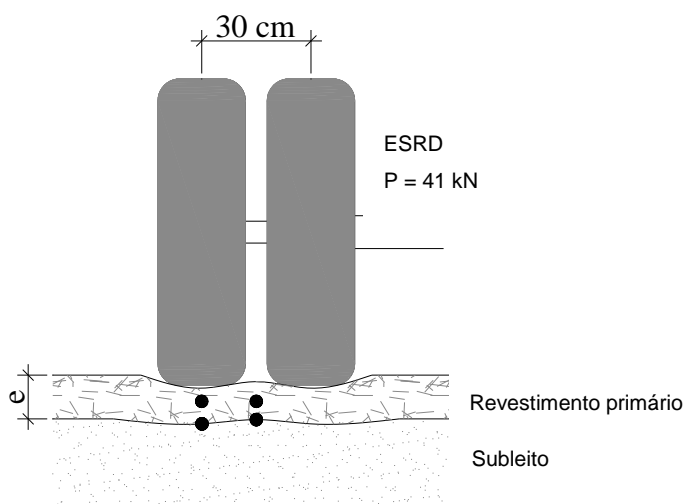
A partir disso é possível definir um Fator de Segurança (FS) (Equação 15), o qual consiste na razão entre o círculo de Mohr-Coulomb máximo para dada tensão principal menor σ_3 e o círculo de Mohr-Coulomb atuante. Valores de FS abaixo de 1 significam que o círculo de Mohr atuante no ponto em análise está ultrapassando o limite de resistência do material representada pela envoltória de Mohr-Coulomb.

$$FS = \frac{\sigma_{1max} - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (15)$$

Para fins do presente dimensionamento, Nervis *et al.* (2017) sugerem um FS mínimo igual a 2, de forma a cobrir as incertezas oriundas dos modelos de cálculo, dos ensaios e de eventuais heterogeneidades das camadas (materiais e compactação). Além disso, ao ser imposto um afastamento considerável da condição de ruptura, tem-se que as deformações permanentes decorrentes da aplicação das cargas repetidas são reduzidas de forma significativa, almejando-se com isso a não ocorrência de afundamentos de trilha de roda de magnitude acentuada de maneira precoce.

Para o dimensionamento do revestimento primário foram atribuídas espessuras para as camadas e calculados os FSs em pontos estratégicos, conforme representado na Figura 32, buscando-se, por tentativas, a otimização do problema. Foi considerado como carregamento o eixo padrão do DNIT, supondo como tensão vertical atuante a pressão de diflação dos pneus de 560 kPa aplicada através de uma área circular de 10,8 cm de raio. Os pontos de interesse a serem verificados são aqueles posicionados sob o eixo das rodas e no alinhamento correspondente a posição intermediária entre as rodas, no ponto médio da camada de revestimento primário e no topo do subleito. Os parâmetros de resistência de Mohr-Coulumb adotados para a camada de revestimento primário foram obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, de compressão simples e de compressão diametral. Já para o subleito, foram adotados, para fins de simulação, valores correspondentes ao solo do subleito da região de estudo compactado na energia normal.

Figura 32 - Pontos de interesse para a verificação dos FSs



Fonte: Nervis *et al.*, 2017.

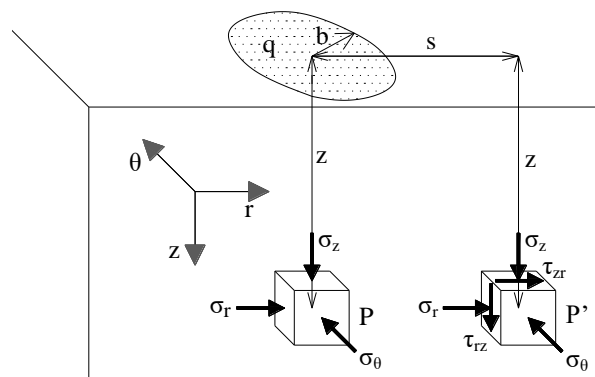
As tensões atuantes nos pontos de interesse foram estimadas, simplificadaamente, com base no modelo de cálculo apresentado por Das (2008), o qual considera uma área flexível circular de carregamento uniforme e um substrato homogêneo infinito (Figura 33) que foi concebido a partir da integração da equação de Boussinesq e depende do coeficiente de Poisson (ν) dos materiais. Tal simplificação foi admitida ao se considerar que a estrutura não terá camadas cimentadas, e, portanto, que os valores de Módulo de Resiliência não se afastarão de maneira discrepante entre a camada de revestimento e o subleito. Esse modelo, prevê

que as tensões num ponto P localizado a uma profundidade z sob o centro da placa circular são dadas pelas Equações 16 e 17, onde ν é o coeficiente de Poisson do material.

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(b^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (16)$$

$$\sigma_r = \sigma_\theta = q \left[1 + 2\nu - \frac{2(1+\nu)z}{(b^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{z^3}{(b^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (17)$$

Figura 33 - Tensões em pontos abaixo de uma área circular uniformemente carregada



Fonte: Nervis *et al.*, 2017.

As tensões num ponto P' a uma profundidade z abaixo da placa circular localizado num alinhamento afastado a uma distância s do centro da placa circular são dadas pelas Equações 18, 19, 20 e 21 onde A', B', C, D, E, F e G são função de s/b e z/b, cujos valores foram tabelados por Ahlvin e Ulery (1962) e são apresentados por Das (2008).

$$\sigma_z = q(A'+B') \quad (18)$$

$$\sigma_r = q[2\nu A'+C + (1-2\nu)F] \quad (19)$$

$$\sigma_\theta = q[2\nu A'-D + (1-2\nu)E] \quad (20)$$

$$\tau_{rz} = \tau_{zr} = qG \quad (21)$$

De acordo com Medina e Motta (2005), valores usuais para o coeficiente de Poisson ν são 0,35 para materiais granulares e 0,45 para solos argilosos.

Como no problema em questão são duas placas carregadas, considerou-se no cálculo a superposição dos efeitos, somando-se as tensões em cada ponto. Uma vez

calculadas as tensões σ_z , σ_r , σ_θ , τ_{rz} e τ_{zr} , foram determinadas as tensões principais σ_a , σ_b e σ_c através das Equações 22, 23 e 24. A maior dessas três tensões foi definida como a tensão principal maior σ_1 e a menor delas como a tensão principal menor σ_3 , conforme representado pelas Equações 25 e 26.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_z + \sigma_r}{2} + \sqrt{\left[\frac{(\sigma_z - \sigma_r)}{2}\right]^2 + \tau_{rz}^2} \quad (22)$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_z + \sigma_r}{2} - \sqrt{\left[\frac{(\sigma_z - \sigma_r)}{2}\right]^2 + \tau_{rz}^2} \quad (23)$$

$$\sigma_c = \sigma_\theta \quad (24)$$

$$\sigma_1 = \text{MAIOR}[\sigma_a; \sigma_b; \sigma_c] \quad (25)$$

$$\sigma_3 = \text{MENOR}[\sigma_a; \sigma_b; \sigma_c] \quad (26)$$

Conhecidas as tensões principais, tornou-se possível calcular o valor do FS, conforme Equação 15.

3.5 Realização de análise técnica e econômica dos resultados do dimensionamento

A partir dos resultados obtidos no dimensionamento do revestimento primário foi realizada uma análise, a fim de verificar qual solução responde melhor a viabilidade técnica e econômica. Tecnicamente, as soluções devem atender os fatores de segurança (FSs), conforme exposto no item 3.4, e simultaneamente a aderência pneu/pista. Quanto à análise econômica, essa consiste em levantar custos das possíveis soluções, a fim de indicar a mais vantajosa.

Foram levantados quantitativos de materiais e serviços necessários para a execução das soluções para 1 km de estrada considerando uma largura de pavimento com revestimento primário de 4 metros. Para os custos unitários foram utilizadas as planilhas do Sistema de Custos Referenciais de Obras - SICRO do DNIT (2017) referentes ao mês de março para o estado do Rio Grande do Sul.

3.6 Abstração de conclusões

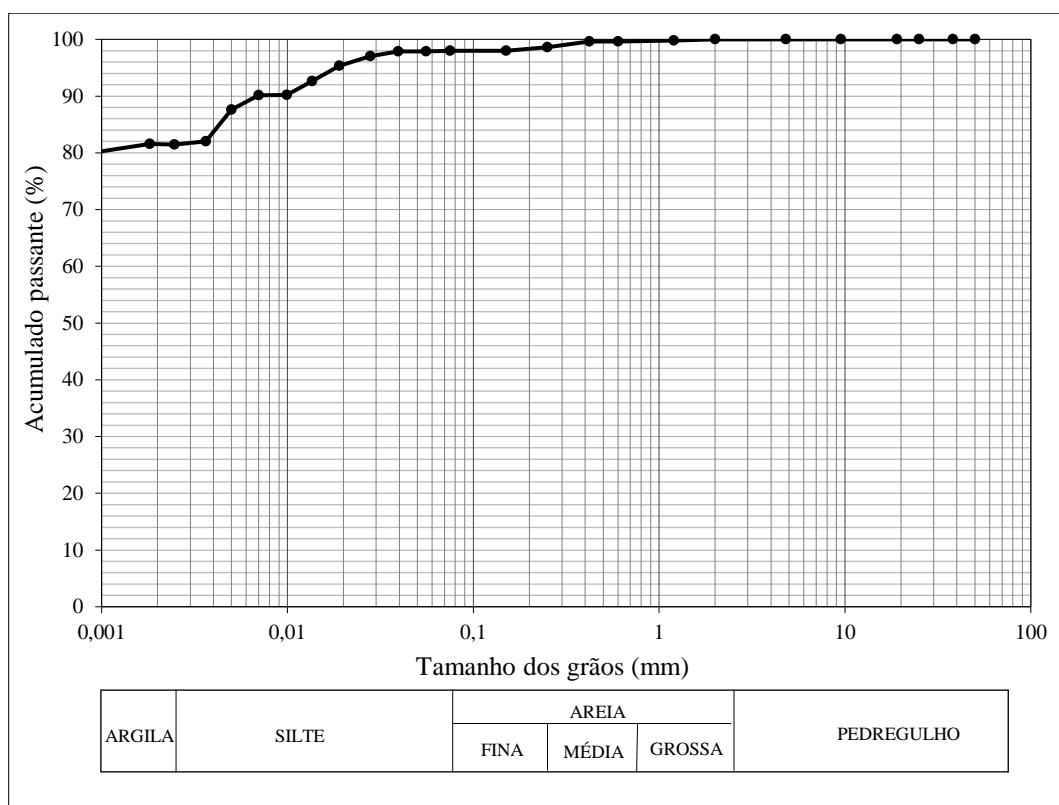
Através da pesquisa realizada foi possível abstrair conclusões acerca do assunto estudado com o intuito de responder aos objetivos propostos.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 Caracterização do solo em estudo

Com a realização dos ensaios de peso específico real dos grãos e granulometria por peneiramento e sedimentação, obteve-se a curva granulométrica, a qual está apresentada na Figura 34.

Figura 34 – Curva granulométrica do solo



Fonte: Autor, 2017.

Resumidamente, na Tabela 5 encontram-se a composição granulométrica do solo, os resultados referentes a sua plasticidade (Limites de Atterberg) e as classificações segundo os sistemas tradicionais.

Tabela 5 – Resumo dos dados obtidos nos ensaios de caracterização e classificação do solo

Propriedades		Valores/Descrição
Granulometria	Pedregulho ($2\text{mm} < \Phi \leq 60\text{mm}$)	0%
	Areia ($0,06\text{mm} < \Phi \leq 2\text{mm}$)	2%
	Silte ($0,002\text{mm} < \Phi \leq 0,06\text{mm}$)	16%
	Argila ($\Phi \leq 0,002\text{mm}$)	82%
	Classificação Granulométrica segundo a NBR 6502:1995	Argila siltosa
Peso Específico dos Grãos - γ_s (kN/m^3)		28
Plasticidade	Limite de Liquidez - LL	58%
	Limite de Plasticidade - LP	49%
	Índice de Plasticidade - IP	9%
	Classificação segundo Burmister (1949) <i>apud</i> Das (2011)	Solo de baixa plasticidade
Classificação SUCS		MH
		Silte de alta compressibilidade
Classificação da AASHTO		A-5
		Solo siltoso

Fonte: Autor, 2017.

A partir da curva granulométrica foi possível observar que, segundo a NBR 6502:1995, o solo estudado trata-se de uma argila siltosa, sem presença de pedregulho e com uma porcentagem de areia pouco significativa. Em relação ao peso específico dos grãos (γ_s), o valor de 28 kN/m^3 é coerente com a granulometria do solo, uma vez que, segundo Pinto (2006), esse geralmente fica em torno de 27 kN/m^3 , mas que em argilas lateríticas pode chegar a 30 kN/m^3 .

Quanto à plasticidade, quando classificado de acordo com Burmister (1949) *apud* Das (2011), o solo é considerado de baixa plasticidade, o que pode ser explicado pelo fato do solo se encontrar em estágio avançado de intemperismo. Comparando o Limite de Liquidez (LL) e o Índice de Plasticidade (IP) do solo com os valores típicos de alguns solos brasileiros apresentados por Pinto (2006) na Tabela 2, verifica-se que para um solo residual de basalto, o qual se trata o solo em estudo, os valores de LL se situam entre 45 a 70%, sendo que, portanto, o valor obtido de 58% fica compreendido nesse intervalo. Entretanto, o valor de IP de 9% fica abaixo do intervalo

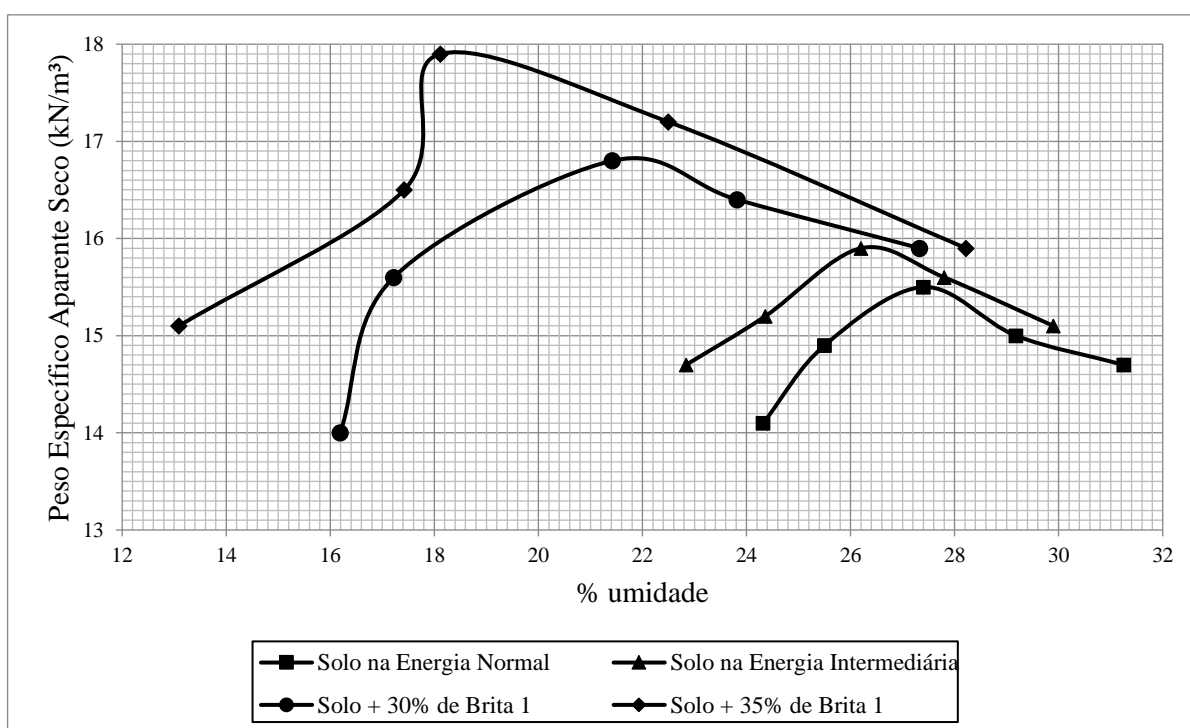
de 20 a 30% apresentado pelo autor, indicando um solo, de certa forma, surpreendentemente pouco plástico.

Em relação às classificações geotécnicas convencionais, o solo é definido como MH no Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), o que corresponde a um silte de alta compressibilidade. No sistema da AASHTO é classificado como um solo siltoso (A-5). Nota-se, com isso, que não há coerência com a granulometria do solo, pois trata-se de um solo argiloso, o qual, como citado no item 3.2.2.1, possui origem basáltica e foi retirado de um horizonte muito intemperizado. Isso valida o exposto por Nogami e Villibor (1995) que as classificações tradicionais muitas vezes apresentam problemas quando empregadas para solos desenvolvidos em ambientes tropicais e subtropicais.

4.2 Compactação do solo e das misturas solo-agregado

Conforme exposto no item 3.3.2 foram realizados um total de quatro ensaios de compactação, sendo um deles para o solo na energia normal, um para o solo na energia intermediária, um para a mistura de solo com 30% de brita 1 na energia normal e o último para a mistura de solo com 35% de brita 1 na energia normal. No gráfico da Figura 35 estão dispostas as curvas referentes aos ensaios.

Figura 35 – Curvas das compactações



Fonte: Autor, 2017.

A partir das curvas foi possível retirar os parâmetros de cada ensaio, os quais estão contidos na Tabela 6.

Tabela 6 – Parâmetros dos ensaios de compactação

Material	Umidade ótima (%)	Peso específico aparente seco (kN/m ³)
Solo na Energia Normal	27,4	15,5
Solo na Energia Intermediária	26,4	15,9
Solo + 30% de Brita 1	22,0	16,9
Solo + 35% de Brita 1	18,4	17,9

Fonte: Autor, 2017.

Analisando as curvas e os parâmetros obtidos nos ensaios de compactação do solo, constata-se que, conforme exposto por Massad (2010), aumentando-se a energia de compactação, tem-se um aumento do peso específico aparente seco máximo e uma redução da umidade ótima. De acordo com Pinto (2006), que, de modo geral, cita que tipicamente os solos argilosos apresentam densidades secas baixas, variando de 1,5 a 1,4 kg/dm³ e umidade ótimas elevadas, entre 25 a 30%, verifica-se que os resultados atingidos na compactação do solo em ambas energias são condizentes.

Observando os parâmetros dos ensaios envolvendo mistura de solo e brita 1, conclui-se que além de aumentar o peso específico aparente seco máximo, a adição do agregado no solo influi também na queda da umidade ótima, pois a densidade da brita é maior do que a densidade do solo e à medida que há um aumento da porcentagem de brita na mistura, a área específica diminui, demandando menos água para lubrificar o mesmo volume de material.

4.3 Índice de Suporte Califórnia – ISC do solo

Na Tabela 7 são apresentados os resultados do ensaio de Índice de Suporte Califórnia - ISC do solo compactado na energia intermediária.

Tabela 7 - Resultados do ensaio de ISC

ISC (%)	Expansão (%)
5	1,96

Fonte: Autor, 2017.

Nogami e Villibor (1995) citam que, de modo geral, os solos lateríticos, mesmo que sejam argilas ou muito argilosos possuem pequena expansão quando compactados na umidade ótima da energia adotada. No presente caso, entretanto, o solo apresentou expansão relativamente alta, pois acima de 2% já é considerado um valor expressivo.

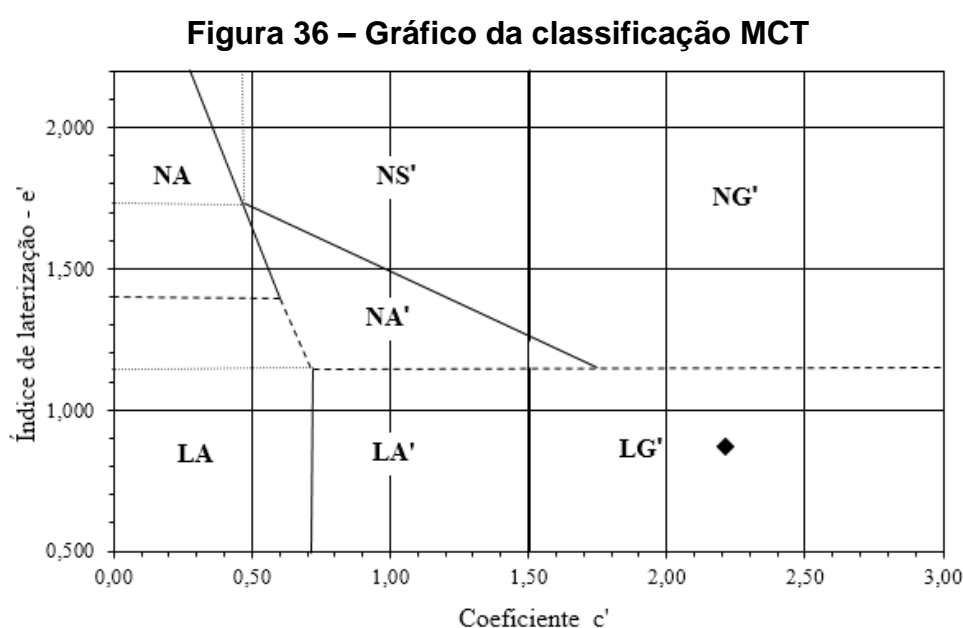
Com relação ao ISC, o valor de 5%, conforme os autores, indica solo com baixa capacidade de suporte.

Salienta-se que o ensaio é realizado com o corpo de prova imerso em água por 96 horas. Isso significa que os resultados não representam o comportamento do material na umidade em que foi compactado. Entretanto, os resultados indicam que caso a camada compactada seja submetida a uma inundação devido a problemas de drenagem, ela apresentará baixa capacidade de suporte e expansão relativamente elevada.

4.4 Classificação MCT do solo

Através dos dois ensaios necessários para realizar a classificação MCT do solo em estudo, quais sejam, compactação mini-MCV e de perda de massa por imersão, foram obtidos os valores dos parâmetros necessários para classificar o solo estudado.

O resultado da classificação pode ser observado no gráfico da Figura 36. As etapas realizadas para obter a classificação estão apresentadas no APÊNDICE A.



Nota-se que, conforme a classificação MCT, o solo em estudo possui comportamento laterítico, sendo coerente com as características citadas por Cozzolino e Nogami (1993) por apresentar coloração avermelhada e elevada porcentagem de argila, além de ter sido extraído do horizonte B de uma área bem drenada. Além disso, a classificação obtida está coerente com a pedologia, que conforme apresentado no item 3.2.2.1, trata-se de um latossolo, sendo o solo analisado pertencente ao horizonte B do perfil, constituindo-se num solo muito intemperizado, com predomínio de caulinita e óxidos de ferro.

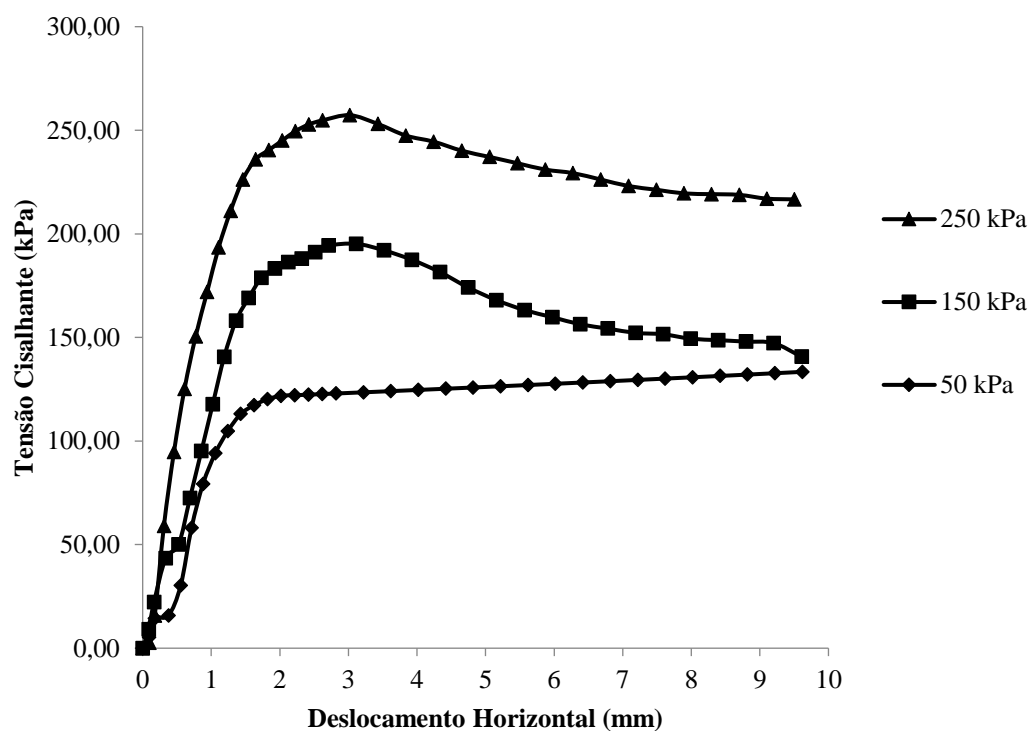
Trata-se mais especificadamente de um LG' (solo argiloso laterítico) que de acordo com a Tabela 3, refere-se a argilas siltosas. Conforme exposto no item 2.5.2.1, solos desse grupo apresentam como propriedades, quando compactados no peso específico aparente seco máximo da energia normal, baixa expansão, contração média a elevada, bom coeficiente de permeabilidade, entre outras. Quanto à utilização em pavimentos, é considerado o terceiro melhor grupo de solos para subleito que, evidentemente, é contraditório com a classificação da AASHTO, a qual caracteriza o comportamento como sofrível a mau. Entretanto, se tratando de emprego em revestimento primário, os solos pertencentes ao grupo LG' são os segundos mais recomendados (Tabela 3).

Conforme a Tabela 4, o LG' é um dos grupos de solo indicados por Villibor e Nogami (2009) para uso como componente de misturas solo laterítico-agregado descontínuo.

4.5 Cisalhamento direto

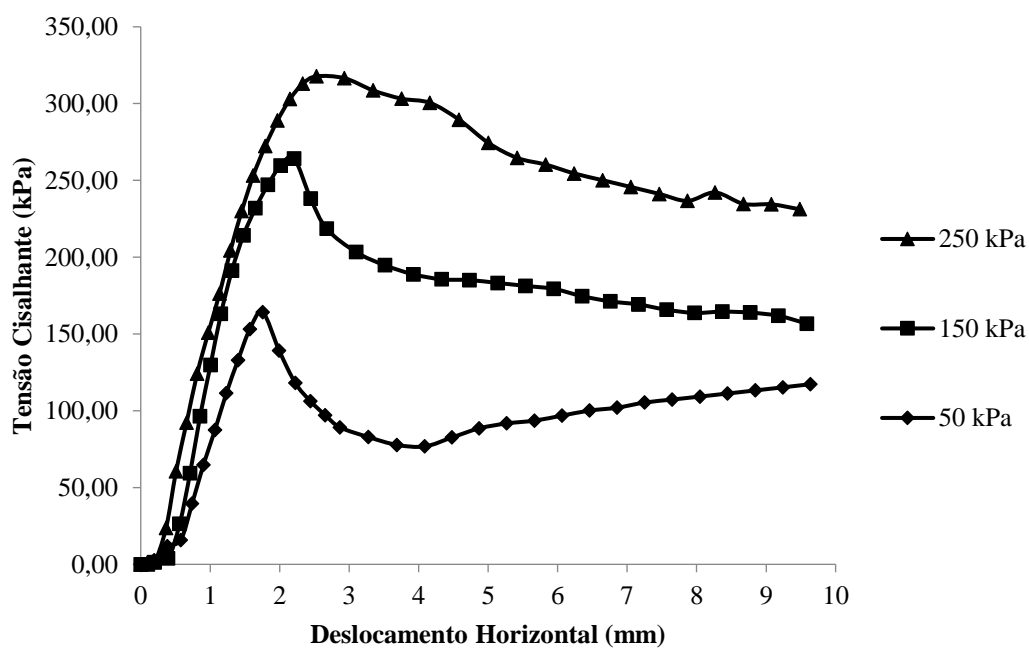
Nas Figuras 37 e 38 são apresentadas as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal referentes aos ensaios dos corpos de prova compactados na energia normal e energia intermediária, respectivamente.

Figura 37 – Gráfico tensão cisalhante x deslocamento horizontal – energia normal de compactação



Fonte: Autor, 2017.

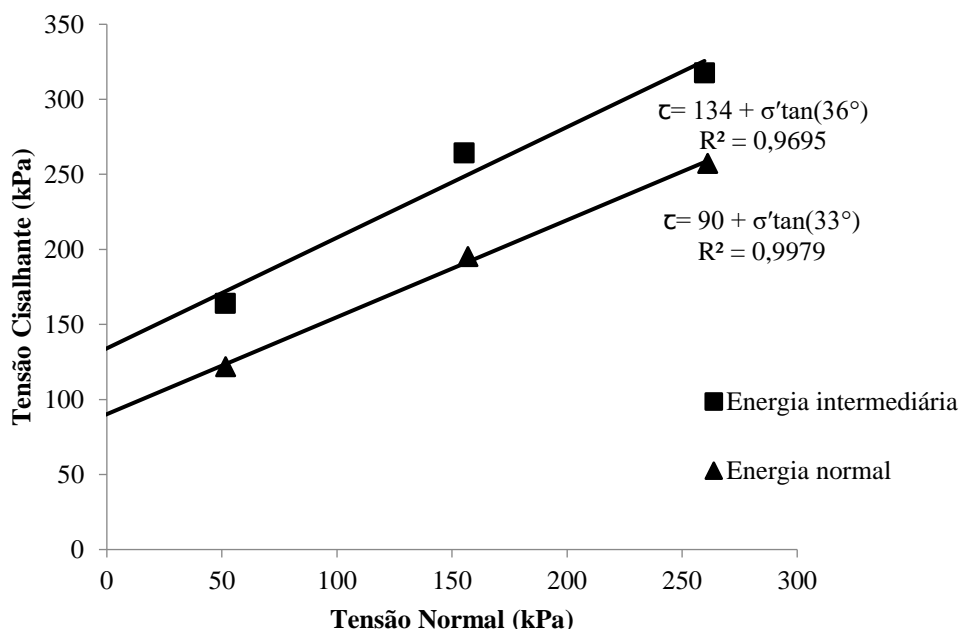
Figura 38 – Gráfico tensão cisalhante x deslocamento horizontal – energia intermediária de compactação



Fonte: Autor, 2017.

No gráfico da Figura 39 estão contidas as envoltórias de resistência do solo estudado para ambas energias de compactação.

Figura 39 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento



Fonte: Autor, 2017.

Nas Tabelas 8 e 9 são apresentados os índices físicos dos corpos de prova e os parâmetros de resistência do solo para as diferentes condições ensaiadas.

Tabela 8 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo – energia normal de compactação

CP	Tensão normal (kPa)	Peso específico aparente seco (kN/m³)	Umidade (%)	Desvio de umidade (%)	Grau de compactação (%)
1	50	15,4	27,38	-0,02	99
2	150	15,5	27,01	-0,39	100
3	250	15,5	26,94	-0,46	100
Parâmetros de resistência		Coesão (kPa):			90
		Ângulo de atrito (°):			33

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 9 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo – energia intermediária de compactação

CP	Tensão normal (kPa)	Peso específico aparente seco (kN/m ³)	Umidade (%)	Desvio de umidade (%)	Grau de compactação (%)
4	50	16,0	25,43	-0,97	101
5	150	16,1	25,53	-0,87	101
6	250	16,0	25,51	-0,89	101
Parâmetros de resistência	Coesão (kPa):				134
	Ângulo de atrito (°):				36

Fonte: Autor, 2017.

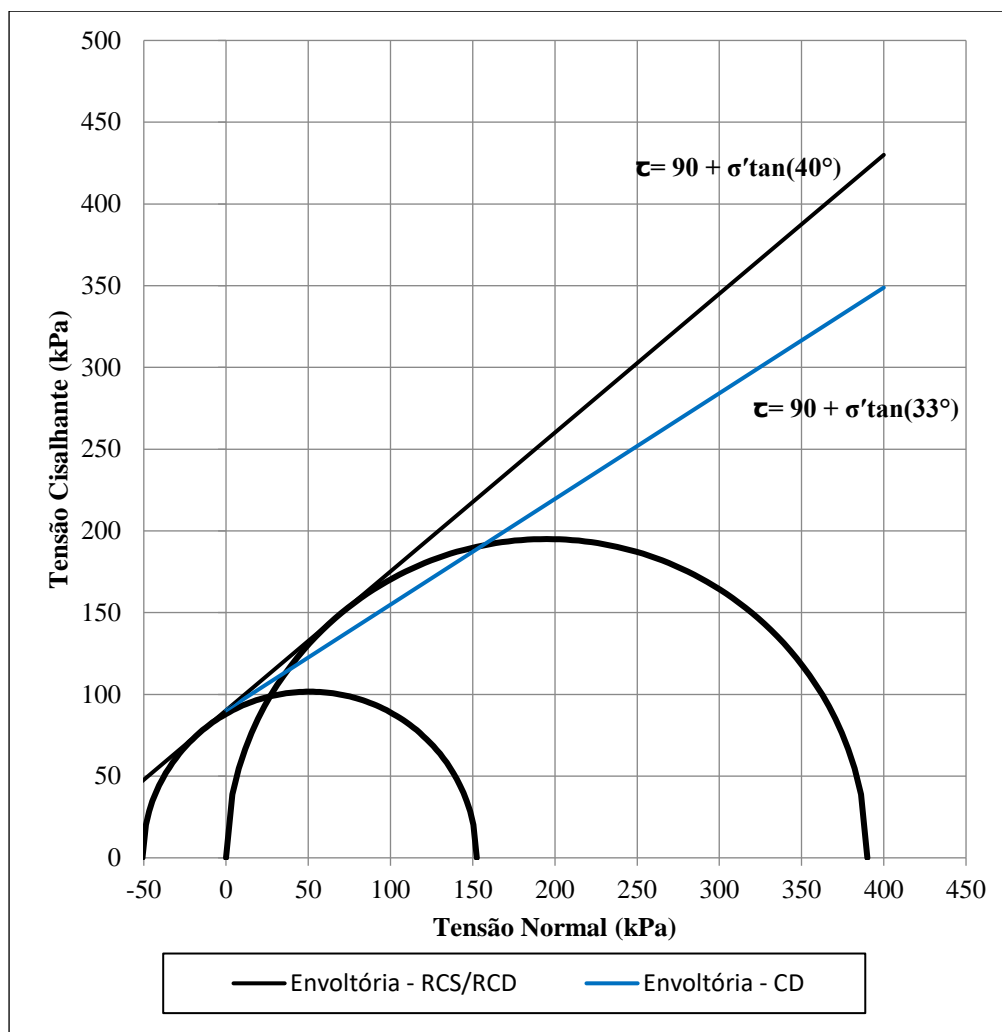
Observando os gráficos e os parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto, verifica-se que mudando a energia de compactação do solo, a resistência ao cisalhamento sofre um acréscimo importante, principalmente devido ao considerável aumento da coesão, já que o ângulo de atrito sofre apenas um ligeiro acréscimo.

Os parâmetros de resistência referentes ao solo compactado na energia intermediária são relativamente elevados, indicando um solo de boa resistência, em especial em razão do valor da coesão. Destaca-se que os ensaios foram realizados em corpos de prova na umidade em que foram compactados (sem inundação) por ser essa a condição desejável para o funcionamento da camada de revestimento primário quando executada. Entretanto, embora não tenham sido, no presente trabalho, realizados ensaios na condição inundada, provavelmente haveria uma queda acentuada na resistência, em especial devido à perda da coesão aparente, que repercutiria numa esperada queda significativa da coesão total. Isso foi demonstrado, embora que indiretamente, através do resultado do ensaio de ISC.

4.6 Compressão simples e diametral

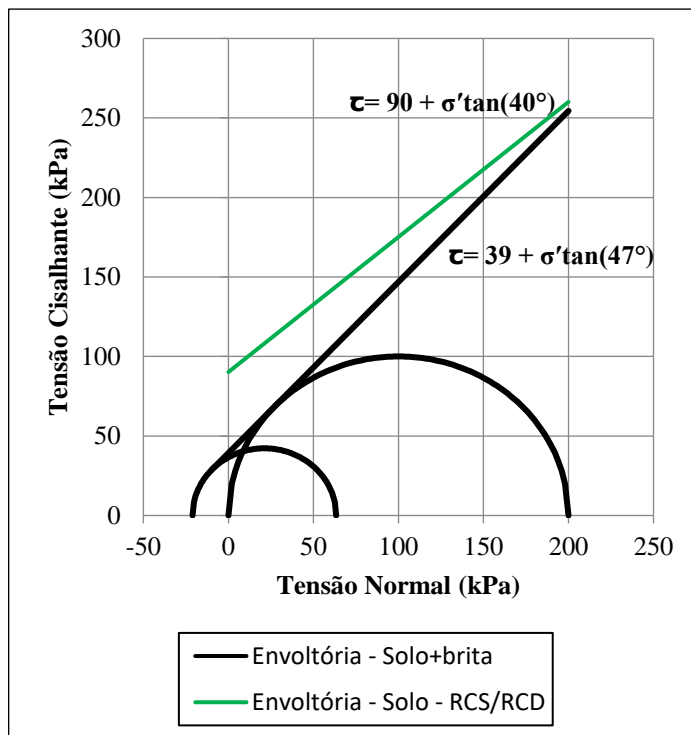
A fim de obter parâmetros de resistência do solo e das misturas de solo e brita 1, foram realizados os ensaios de compressão simples e diametral conforme exposto no item 2.6.1. Nos gráficos das Figuras 40, 41 e 42 estão contidos os círculos de Mohr, bem como as envoltórias de ruptura do solo, da mistura de solo com 30% de brita 1 e da mistura de solo com 35% de brita 1, respectivamente.

Figura 40 – Círculos de Mohr e envoltória de ruptura do solo



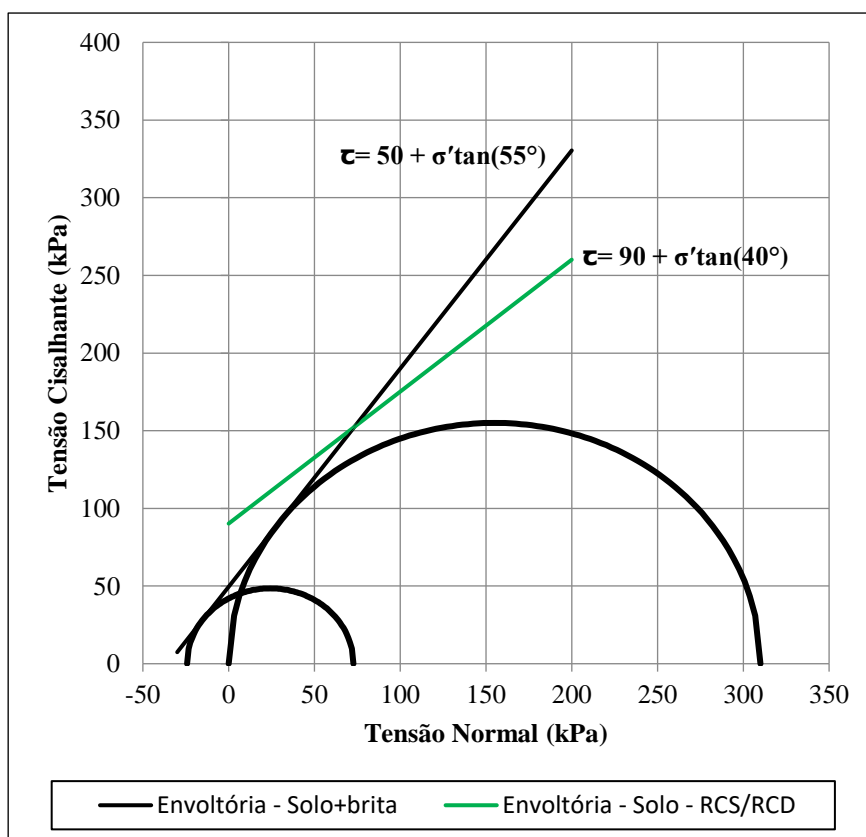
Fonte: Autor, 2017.

Figura 41 – Círculos de Mohr e envoltória de ruptura do solo + 30% de brita 1



Fonte: Autor, 2017.

Figura 42 – Círculos de Mohr e envoltória de ruptura do solo + 35% de brita 1



Fonte: Autor, 2017.

Os índices físicos dos corpos de prova submetidos aos ensaios de compressão simples e diametral, assim como os parâmetros de resistência do solo, da mistura de solo com 30% de brita 1 e da mistura de solo com 35% de brita 1 estão dispostos nas Tabelas 10, 11 e 12, respectivamente.

Tabela – 10 Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo

Ensaio	Tensões principais		Peso específico aparente seco (kN/m ³)	Umidade (%)	Desvio de umidade (%)	Grau de compactação (%)
	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)				
Compressão simples	390	0	15,3	28,12	0,72	99
Compressão diametral	152,5	-50,8	15,3	26,98	-0,42	99
Parâmetros de resistência			Coesão (kPa):			90
			Ângulo de atrito (°):			40

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 11 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo + 30% de brita 1

Ensaio	Tensões principais		Peso específico aparente seco (kN/m ³)	Umidade (%)	Desvio de umidade (%)	Grau de compactação (%)
	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)				
Compressão simples	200	0	17,1	22,09	0,09	101
Compressão diametral	63,3	-21,1	17,1	22,28	0,28	101
Parâmetros de resistência			Coesão (kPa):			39
			Ângulo de atrito (°):			47

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 12 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo + 35% de brita 1

Ensaio	Tensões principais		Peso específico aparente seco (kN/m ³)	Umidade (%)	Desvio de umidade (%)	Grau de compactação (%)
	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)				
Compressão simples	310	0	17,7	17,59	-0,81	99
Compressão diametral	72,7	-24,2	17,7	17,83	-0,57	99
Parâmetros de resistência			Coesão (kPa):			50
			Ângulo de atrito (°):			55

Fonte: Autor, 2017.

Comparando-se os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de compressão simples e diametral do solo com os obtidos no ensaio de cisalhamento direto do solo compactado na energia normal, verifica-se que o valor de coesão é igual

e que o ângulo de atrito interno tem uma variação de 7°. Essa variação pode ser explicada pela heterogeneidade do solo, pelo fato de que no cisalhamento direto o plano de ruptura é forçado e o nível de tensões é diferente e também porque a diferença do tamanho das amostras é considerável.

Com os teores 30 e 35% de brita 1 testados, observa-se que a presença do agregado não contribui na resistência para os níveis de tensão de 0 até 219 kPa e de 0 até 68 kPa, respectivamente, pois os valores obtidos para o solo são maiores nessas faixas de tensão do que os obtidos nas misturas de solo e brita 1, passando a contribuir para níveis de tensão superiores a esses valores. Nota-se, também, que a presença do agregado, como esperado, eleva o ângulo de atrito interno, mas diminui enormemente a coesão.

4.7 Coeficiente de atrito das misturas solo-agregado

Para este ensaio, foram utilizados os materiais que obtiveram os melhores parâmetros de resistência, sendo eles: solo compactado na energia intermediária e a mistura de solo com 35% de brita 1. Na Tabela 13 estão dispostos os resultados encontrados para as diferentes superfícies e condições.

Tabela 13 – Ângulos de inclinação e coeficientes de atrito obtidos nos ensaios

Superfície	Condição	Ângulo de inclinação (°)	Coefficiente de atrito μ
Solo	Seco	39,5	0,82
Solo	Molhado	25,5	0,48
Solo com brita 0 agulhada (com pedras soltas) - 18kg/m ²	Molhado	24,3	0,45
Solo com brita 0 agulhada (sem pedras soltas) - 18kg/m ²	Molhado	40,4	0,85
Solo + 35% de brita 1	Seco	34,8	0,70
Solo + 35% de brita 1	Molhado	28,7	0,55

Fonte: Autor, 2017.

Nota-se que o acréscimo de 35% de brita 1 no solo aumentou muito pouco o coeficiente de atrito em relação ao solo puro para a superfície molhada (pior situação). Baseando-se nos valores da Figura 8, em que coeficiente de atrito para o asfalto molhado quando o pneu desliza 100% (o que ocorre no ensaio) é 0,70, a única superfície molhada que alcançou este valor foi a composta de solo compactado na energia intermediária com agulhamento de cerca de 1 cm de brita 0 sem pedras soltas, o que corresponde a 18 kg/m².

Na Tabela 14 encontra-se os índices físicos dos corpos de prova submetidos ao ensaio de coeficiente de atrito.

Tabela 14 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados

Superfície	Umidade (%)	Desvio de umidade (%)	Peso específico aparente seco (kN/m³)	Grau de compactação (%)
Solo	25,31	-1,09	15,9	100
Solo	25,31	-1,09	15,9	100
Solo com brita 0 agulhada (com pedras soltas) - 18kg/m ²	25,31	-1,09	15,9	100
Solo com brita 0 agulhada (sem pedras soltas) - 18kg/m ²	25,31	-1,09	15,9	100
Solo + 35% de brita 1	17,68	-0,72	17,6	99
Solo + 35% de brita 1	17,68	-0,72	17,6	99

Fonte: Autor, 2017.

5 ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTO COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO

O pavimento com revestimento primário, como citado no item 3.5, além de possuir boa aderência entre pneu e pista, deve apresentar resistência ao cisalhamento suficiente para garantir segurança, ou seja, ela deve ser maior que as tensões atuantes no ponto médio das camadas de revestimento e no topo do subleito. Logo, de acordo com o resultado do item 4.7, foi feita uma análise do solo compactado na energia intermediária. Nas Tabelas 15 e 16 é possível observar os resultados obtidos em diferentes pontos para um revestimento de 25 cm.

Tabela 15 – Resultado da análise dos pontos sob a roda para 25 cm de revestimento

Camada superior		Topo do subleito	
σ_1 (kPa)	328,6	σ_1 (kPa)	151,2
σ_3 (kPa)	41,0	σ_3 (kPa)	3,9
θ_r (°)	63,0	θ_r (°)	61,5
σ_n (kPa)	173,3	σ_n (kPa)	74,3
c (kPa)	134	c (kPa)	90
ϕ (°)	36	ϕ (°)	33
σ_{1max} (kPa)	683,9	σ_{1max} (kPa)	344,7
FS	2,24	FS	2,31

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 16 – Resultado da análise dos pontos entre as rodas para 25 cm de revestimento

Camada superior		Topo do subleito	
σ_1 (kPa)	185,6	σ_1 (kPa)	141,7
σ_3 (kPa)	20,5	σ_3 (kPa)	3,7
θ_r (°)	63,0	θ_r (°)	61,5
σ_n (kPa)	96,3	σ_n (kPa)	69,6
c (kPa)	134	c (kPa)	90
ϕ (°)	36	ϕ (°)	33
σ_{1max} (kPa)	605,0	σ_{1max} (kPa)	344,2
FS	3,54	FS	2,47

Fonte: Autor, 2017.

Como citado no item 3.4, o subleito foi simulado, adotando-se assim para coesão e ângulo de atrito interno os valores obtidos no ensaio de cisalhamento direto do solo compactado na energia normal. A fim de verificação, calcularam-se as tensões

normais, sendo que em ambas as análises (Tabelas 15 e 16) elas se mantiveram dentro do intervalo de tensões referentes aos ensaios para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Nota-se que para 25 cm de revestimento primário utilizando solo compactado na energia intermediária, todos os fatores de segurança (FS) ficaram acima de 2. A camada de brita 0 não foi considerada no cálculo, pois por ser tão esbelta (1 cm), sua contribuição estrutural é insignificante.

Quanto às misturas de solo-agregado, a análise não foi necessária, uma vez que a mistura com 35% de brita 1 não atendeu o critério de atrito.

6 ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICA

Uma vez que as misturas de solo com 30 e 35% de brita 1 não atenderam o critério de atrito, cogitou-se em ensaiar a mistura de solo com 40% de brita 1. Porém, como o solo compactado na energia intermediária com agulhamento de brita 0 obteve bom desempenho em relação ao atrito, foi feito um comparativo entre os custos para realização do revestimento primário utilizando essa opção e a mistura com 35% de brita 1. Pois caso esta se mostrasse mais cara do que aquela, então se tornaria desnecessária a realização do estudo com 40% de brita 1. Os quantitativos de materiais e serviços, bem como o custo total das duas opções analisadas estão dispostos nas Tabelas 17 e 18.

Tabela 17 – Custo para realização de 25 cm de revestimento primário com solo + 35% brita 1

ITEM	CÓDIGO DNIT	DISCRIMINAÇÃO	QUANTITATIVOS	UNIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
1	M0191	AQUISIÇÃO DE BRITA 1	418	m ³	R\$ 56,93	R\$ 23.797,99
2	5502187	ESCARIFICAÇÃO DO SOLO	1000	m ³	R\$ 3,65	R\$ 3.650,00
3	2003844	ESPALHAMENTO DA BRITA 1	418	m ³	R\$ 0,62	R\$ 259,16
4	5502978	COMPACTAÇÃO (ENERGIA NORMAL)	1000	m ³	R\$ 2,81	R\$ 2.810,00
					TOTAL	R\$ 30.517,15

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 18 – Custo para realização de 25 cm de revestimento primário com solo compactado na energia intermediária com agulhamento de brita 0

ITEM	CÓDIGO DNIT	DISCRIMINAÇÃO	QUANTITATIVOS	UNIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
1	M005	AQUISIÇÃO DE BRITA 0	52	m ³	R\$ 60,88	R\$ 3.165,50
2	5502187	ESCARIFICAÇÃO DO SOLO	1300	m ³	R\$ 3,65	R\$ 4.745,00
3	5503041	COMPACTAÇÃO DO SOLO (ENERGIA INTERMEDIÁRIA)	1000	m ³	R\$ 4,90	R\$ 4.900,00
4	5502822	ESPALHAMENTO E COMPACTAÇÃO DA BRITA 0	40	m ³	R\$ 2,27	R\$ 90,80
					TOTAL	R\$ 12.901,30

Fonte: Autor, 2017.

Como citado no item 3.5, os custos unitários dos materiais e serviços foram retirados das planilhas do Sistema de Custos Referenciais de Obras – SICRO, e não foi considerado BDI - Benefícios e Despesas Indiretas no custo total.

A partir do volume (1000 m x 4 m x 0,25 m) do revestimento primário, na Tabela 17, utilizando o peso específico aparente seco máximo da mistura de solo com 35% de brita 1 (17,9 kN/m³) foi possível calcular o peso do agregado. Através do peso, utilizando 1,5 t/m³ como densidade da brita 1, obteve-se o volume necessário.

Na Tabela 18, considerou-se na escarificação do solo um fator de empolamento de 1,3, pois não será compactado junto com o agregado. O volume de brita 0 foi calculado considerando que 1 cm do material corresponde a 18 kg/m², nesse caso utilizou-se 1,4 t/m³ como densidade do agregado.

Nota-se então que, a solução de solo compactado na energia intermediária com agulhamento de cerca de 1 cm de brita 0 sem pedras soltas é muito mais viável economicamente do que soluções envolvendo misturas de solo com teores maiores e/ou igual a 35% de brita 1.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A solução de revestimento primário que apresentou melhor desempenho técnico e se mostrou economicamente viável, podendo assim ser aplicada nas estradas rurais da região de Novo Xingu-RS, considerando a amostragem estudada, foi a implantação de uma camada de revestimento primário de 25 cm de espessura composta de solo compactado na energia intermediária com agulhamento de 1 cm de brita 0 sem pedras soltas, desde que sejam garantidas boas condições de drenagem, tal que não venha a ocorrer a saturação da camada de argila.

Comparando-se os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de compressão simples e diametral do solo com os parâmetros das misturas de solo com 30 e 35% de brita 1, concluiu-se que até o nível de tensão de 219 kPa para o teor de 30% e de 68 kPa para 35%, a adição de brita 1 no solo diminui a resistência. Concluiu-se também que para os teores ensaiados, o agregado misturado com o solo não é suficiente para atender o coeficiente de atrito pneu/pavimento desejável. A diferença entre a obtenção dos parâmetros de resistência para o solo compactado na energia normal pelas duas diferentes técnicas (ensaios de cisalhamento direto e ensaios de compressão simples e diametral) não foi tão considerável, demonstrando que é possível adotar a técnica alternativa (ensaios de compressão simples e diametral).

A argila estudada, a qual possui comportamento laterítico, mesmo sem a presença de material granular garante capacidade de suporte da via, inclusive melhor do que quando misturada com brita 1, validando, assim, o exposto por Nogami e Villibor (1995), que para solos com esse comportamento, muitas vezes pode ser dispensada a introdução de material granular. Entretanto, se tratando de atrito, é necessário adicionar sobre a argila compactada um material que garanta uma boa aderência entre pneu e pista.

A camada de argila compactada na energia intermediária apresentou baixo valor de Índice de Suporte Califórnia – ISC e expansão relativamente elevada. Isso demonstra que essa solução, conforme mencionado anteriormente, não apresentará bom desempenho caso ocorra a saturação da camada. Isso demonstra também que no dimensionamento do pavimento com revestimento primário em que racionalmente se possa contar com a coesão aparente, considerando sistemas de drenagem adequado, o ISC não se constitui em parâmetro para o projeto.

Os resultados obtidos no estudo realizado mostraram que a granulometria dos solos lateríticos não correspondem com as classificações geotécnicas tradicionais. Isso valida a afirmação de Cozzolino e Nogami (1993) de que o uso das classificações SUCS e da AASHTO para os solos tropicais induz a resultados não condizentes com o comportamento real dos mesmos nas obras de engenharia. Por consequência, a classificação MCT deve ser mais priorizada.

Com o objetivo de diminuir a espessura da camada de revestimento primário e obter uma boa aderência entre pneu e pista, para futuros trabalhos, seria interessante estudar o comportamento de misturas de solo com aditivos químicos tradicionais, como a cal, e aditivos químicos líquidos presentes no mercado, como o Con-Aid. Também seria importante testar mais superfícies com diferentes materiais no plano inclinado, podendo assim, encontrar uma solução ainda mais viável economicamente.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO M146-70: *Specification For Terms Relating To Subgrade, Soil-Aggregate, And Fill Materials*. Washington, 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D3080: *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. Montgomery County, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457:2016: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

_____. NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

_____. NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. NBR 12770: Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

_____. NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. NBR 9895: Solo – Índice de suporte Califórnia (ISC) – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

BAESSO, D. P.; GONÇALVES, F. L. R. *Estradas Rurais: técnicas adequadas de manutenção*. Florianópolis: DER/SC, 2003.

BERNUCCI, L. B. et al. *Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros*. Rio de Janeiro: Petrobrás: Abeda, 2008.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER-ME 256: Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

_____. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER-ME 258: Solos compactados com equipamento miniatura – Mini-MCV. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

_____. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT. Custos e Pagamentos. Sistema de Custos Referenciais de Obras - SICRO. Rio Grande do Sul, março 2017. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/custos-e-pagamentos/sicro/sul/rio-grande-do-sul/2017/marco/marco-2017>>. Acesso em: 10 outubro 2017.

_____. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisas. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. *Manual de Drenagem de Rodovias*. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 2006. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br>>. Acesso em: 20 março 2017.

_____. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT 105: Terraplenagem – Caminhos de serviço. Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2009.

_____. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. Mapa de Biomas do Brasil, 2004. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/>>. Acesso em: 20 outubro 2017.

_____. Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. Clima - Monitoramento Climático. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/>>. Acesso em: 19 outubro 2017.

_____. Ministério das Cidades. Código de Trânsito Brasileiro. *Lei nº 9.503, de 23-9-97*. 3. ed. Brasília, DF, 2008.

CAPUTO, Homero Pinto. *Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos*. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988. 1. v.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTE. Pesquisa CNT de rodovias 2016: relatório gerencial. – 20.ed. – Brasília: CNT: SEST: SENAT, 2016. Disponível em: <<http://pesquisarodovias.cnt.org.br>> Acesso em: 6 junho 2017.

CONSOLI, N. C. et al. *MohrCoulomb failure envelopes of lime-treated soils*. *Géotechnique*, [United Kingdom], v. 64, n. 2, p. 165-170, 2014.

CORREIA, José Alysson Benício. *Um Modelo de Análise de Defeitos em Estradas Não Pavimentadas de Suporte à Concepção de um Sistema de Gerência de Pavimentos*. 2003. 101 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.

COUTO, Jeferson Berni. *Estudo de Misturas de Solo-Agregado em Bases e Subbases Rodoviárias do Rio Grande do Sul: Caracterização de Laboratório e Execução de Trecho Experimental*. 2009. 162 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Mestrado e Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J. S. *Classificação Geotécnica MCT para Solos Tropicais*. Solos e Rochas, São Paulo, n. 16, p.77-91, 1993.

DAER. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem. *NORMAS DE PROJETO RODOVIÁRIOS* – v1. Porto Alegre. 1991.

DAS, Braja M. *Advanced Soil Mechanics*. New York: Taylor & Francis, 2008.

DAS, Braja M. *Principles of Geotechnical Engineering*. 7. ed. New York: Cengage Learning, 2009.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

FERREIRA, Fábio Mutti. *Uma Aplicação Comparativa de Métodos de Avaliação das Condições Superficiais de Estrada Não-Pavimentada*. 2004. 222 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

FONTENELE, Helena Barbosa. *Estudo para adaptação de um método de classificação de estradas não pavimentadas às condições do município de São Carlos/SP*. 2001. 227 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

JAEGER J.G.; COOK N. G. W.; ZIMMERMAN R.W. *Fundamentals of Rock Mechanics*. 4. ed. USA: Blackwell, 2007.

KAZUHITO, Y.; FUKE, L. F. *Física para o ensino médio: Mecânica*. 3. ed. São Paulo: Saraiva, 2013.

KELLER, G.; SHERAR, J. *Low-Volume Roads Engineering: Best Management Practices Field Guide*. Washington: US Agency For International Development (USAID), 2003. Disponível em: <http://ntl.bts.gov/lib/24000/24600/24650/Index_BMP_Field_Guide.htm>. Acesso em: 25 março 2017.

MASSAD, Façal. *Obras de Terra: curso básico de Geotecnia*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. *Mecânica dos Pavimentos*. 2. ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 2005.

MOREIRA, Flávio Eduardo Batista. *Um Modelo de Avaliação da Evolução Geométrica das Patologias em Vias Não Pavimentadas: Aplicação ao Caso do Município de Aquiraz*. 2003. 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.

MORETTO, V. P.; LENZ, U. *Física em Módulos de Ensino: Mecânica*. 2. ed. São Paulo: Ática, 1979.

NERVIS, L. O.; BITTENCOURT, B. K. Influência do Abaulamento de Pista na Ocorrência de Patologias em Vias Não Pavimentadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 6., 2012, Recife.

NERVIS, L.O. et al. Influência da energia de compactação em solo com potencial emprego em camada de revestimento primário no dimensionamento do pavimento. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTECNIA DO RIO GRANDE DO SUL, 9., 2017, Caxias do Sul. *Anais...Caxias do Sul*: UCS, 2017. p. 79-87.

NERVIS, Leandro Olivio. *Identificação e Discussão dos Mecanismos de Degradação de Pavimentos com Revestimento Primário*. 2016. 268 f. Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Mestrado e Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

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

NUNES, Tércia Valfrida Lima. *Método de Previsão de Defeitos em Estradas Vicinais de Terra com Base no Uso de Redes Neurais Artificiais: Trecho de Aquiraz – CE*. 2003. 118 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.

ODA, S. *Caracterização de uma Rede Municipal de Estradas Não-Pavimentadas*. 1995. 186 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

ODA, S.; JÚNIOR, J.L.F.; SÓRIA, M.H.A. Alocação de recursos para Atividades de Manutenção e Reabilitação de Estradas Não-Pavimentadas. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1., 1997, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 1997. p. 601-616.

OLIVEIRA, Mário José Garrido. Classificação para orientar manutenção de vias não pavimentadas. In: ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA, 10., 2005, Joinville.

ORTIGÃO, José Alberto Ramalho. *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. 3. ed. São Paulo: Terratek, 2007.

PASTORE, E.L.; FORTES, R.M. Caracterização e classificação dos solos In: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A. de (Coord.). *Geologia de engenharia*. 1. ed. São Paulo: ABGE, 1998. p. 197-211.

PINTO, Carlos de Souza. *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

REIMPELL, J.; STOLL, H.; BETZLER, J. W. *The Automotive Chassis: Engineering Principles*. 2. ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2001.

RIO GRANDE DO SUL. SEPLAG - Secretaria de Planejamento, Governança e Gestão. Atlas Socioeconômico. Governo do Estado do Rio Grande do Sul. Hipsometria e unidades geomorfológicas, 2008. Disponível em:< <http://www.atlassocioeconomico.rs.gov.br/hipsometria-e-unidades-geomorfológicas>>. Acesso em: 20 outubro 2017.

RODGER, S. F.; ODA, S. Previsão de Defeitos em Estradas Não-Pavimentadas através do Uso de Redes Neurais Artificiais. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1., 1997, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 1997. p. 617-626.

SALOMÃO, F. X. de T.; ANTUNES, F. dos S. Solo em pedologia. In: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A. de (Coord.). *Geologia de engenharia*. 1. ed. São Paulo: ABGE, 1998. p. 87-99.

SANTANA, Luiz Antonio Ferreira de. *Proposta de Composição de Custos Unitários e Orçamentos de Serviços em Vias Não Pavimentadas*. 2006. 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2006.

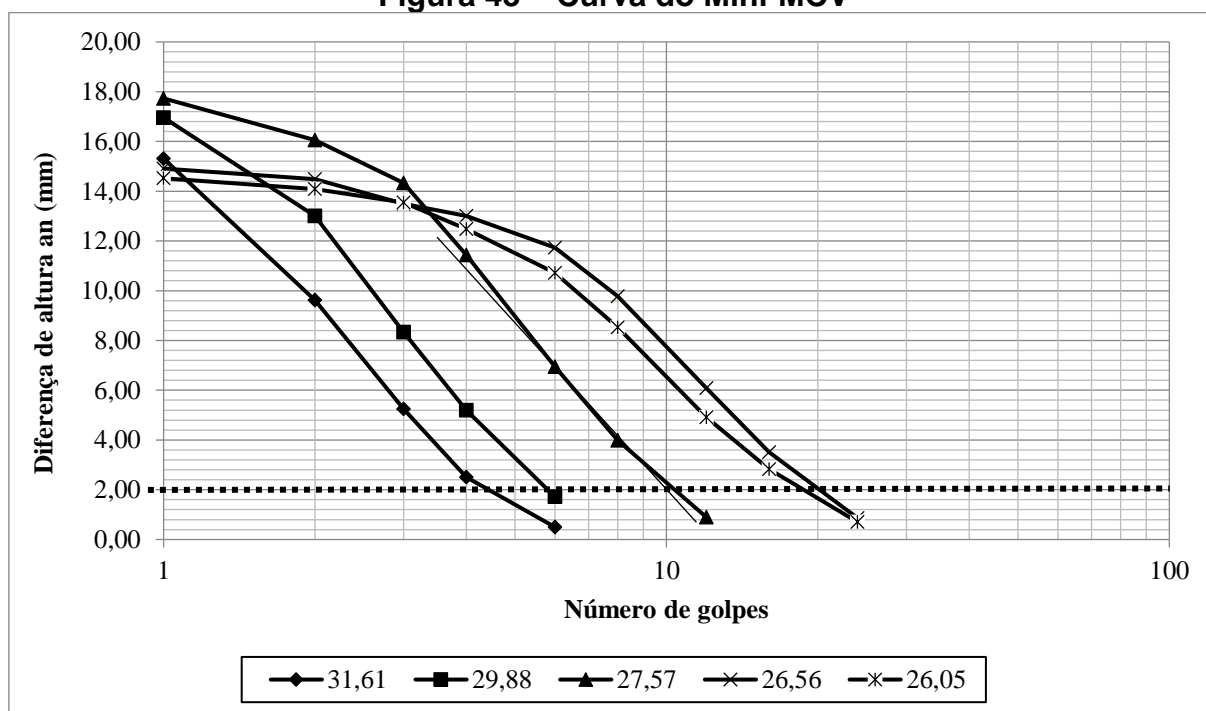
STRECK, E. V. et al. *Solos do Rio Grande do Sul*. 2. ed., rev. e ampl. Porto Alegre: EMATER/UFRGS, 2008.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. *Pavimentos Econômicos: tecnologia do uso de solos finos lateríticos*. São Paulo: Arte & Ciência, 2009.

APÊNDICE A - Etapas realizadas para obter a classificação MCT do solo estudado

A partir da diferença de altura - an (mm) e número de golpes (n), traçou-se as curvas de deformabilidade, conforme mostrado na Figura 43.

Figura 43 – Curva do Mini-MCV



Fonte: Autor, 2017.

O Mini-MCV foi determinado por meio do gráfico da Figura 43, para isso traçou-se uma linha correspondente a $a_n = 2,00$ mm. A expressão utilizada para cálculo foi a seguinte: $\text{Mini-MCV} = 10 \log n$, sendo n o número de golpes para $a_n = 2$ mm.

Na Tabela 19 estão apresentados os valores do Mini-MCV para cada curva de deformabilidade.

Tabela 19 – Parâmetros dos corpos de provas

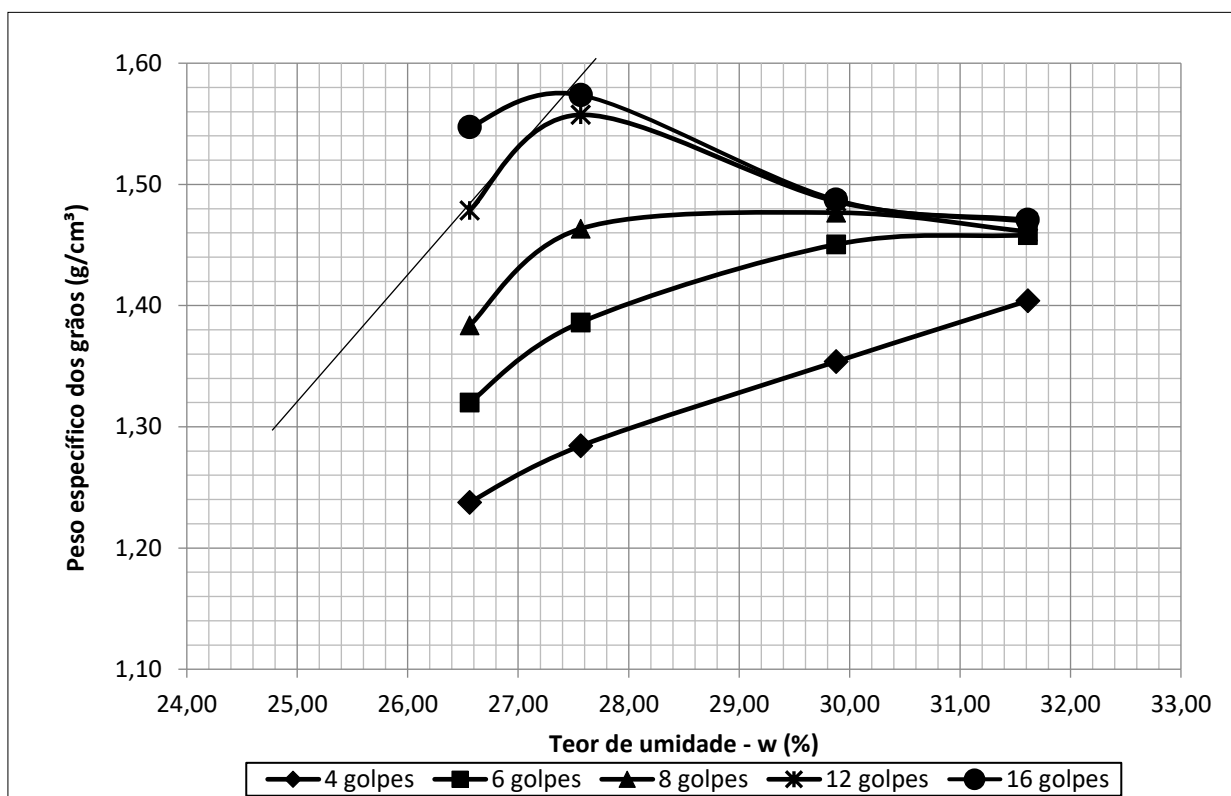
CP	w (%)	Bi	Mini-MCV
1	31,61	4,1	6,13
2	29,88	5,8	7,63
3	27,57	10,1	10,04
4	26,56	11,00	10,41
5	26,05	10,8	10,33

Fonte: Autor, 2017.

A partir das curvas de deformabilidade (Figura 43), foi possível obter o coeficiente c' , o qual corresponde a inclinação da parte retilínea da curva que mais se aproxima do valor Mini-MCV = 10.

Através das curvas de compactação exibidas na Figura 44 foi obtido o coeficiente d' , sendo que esse é a inclinação da parte retilínea do ramo seco da curva correspondente a 12 golpes do ensaio de Mini-MCV.

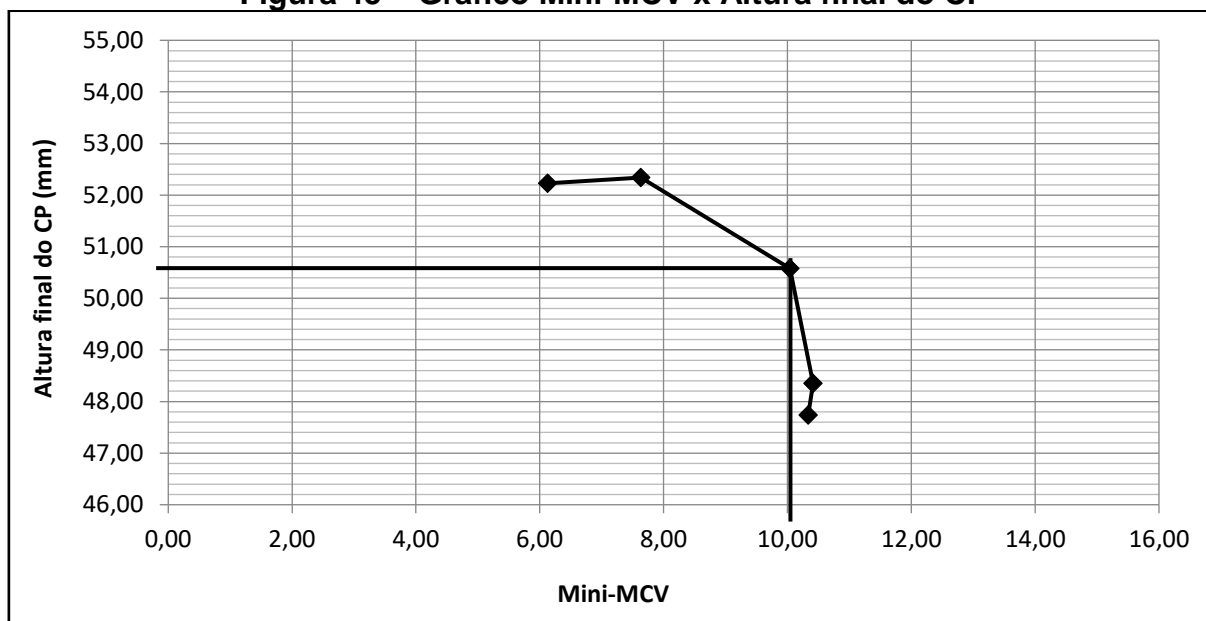
Figura 44 – Curvas de compactação



Fonte: Autor, 2017.

A altura final do corpo de prova é o valor correspondente a MiniMCV = 10 no gráfico da Figura 45. Como a altura encontrada é maior que 48 mm (indicando solo com baixa densidade), o P_i foi determinado para Mini-MCV = 10.

Figura 45 – Gráfico Mini-MCV x Altura final do CP



Fonte: Autor, 2017.

Como citado no item 3.3.4, o Índice de Laterização – e' , foi obtido através da Equação 11 e a perda de massa por imersão - P_i através da Equação 12.

Os valores dos parâmetros necessários para a classificação MCT estão dispostos na Tabela 20.

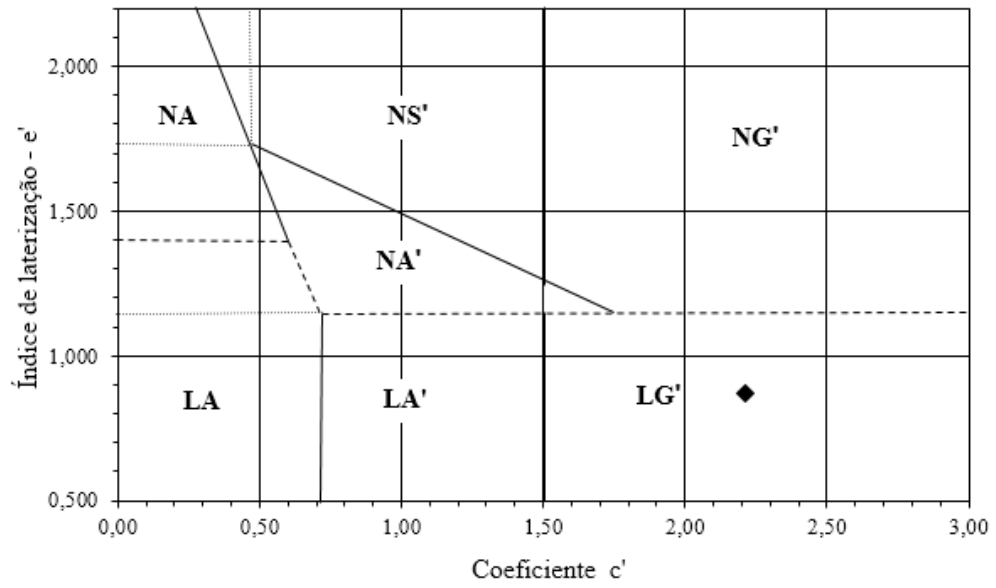
Tabela 20 – Resultado dos parâmetros para a classificação MCT

Parâmetros	Valores
c'	2,21
d' (Kg/m ³)	100
P_i (%)	46
e'	0,871

Fonte: Autor, 2017.

A partir dos coeficientes c' e e' , foi possível classificar o solo, conforme mostra a Figura 46.

Figura 46 – Gráfico da classificação MCT



Fonte: Autor, 2017.