

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

LUÍS HENRIQUE CADORE

ANÁLISE DA VIDA DE PROJETO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

**Alegrete
2018**

LUÍS HENRIQUE CADORE

ANÁLISE DA VIDA DE PROJETO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Jaelson Budny

**Alegrete
2018**

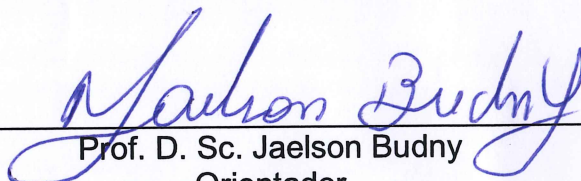
LUÍS HENRIQUE CADORE

ANÁLISE DA VIDA DE PROJETO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

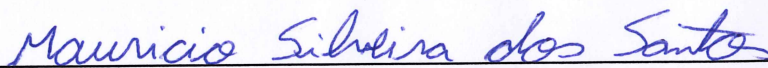
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 29 de Junho de 2018.

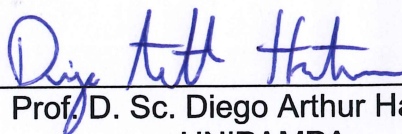
Banca examinadora:



Prof. D. Sc. Jaelson Budny
Orientador
UNIPAMPA



Prof. Me. Maurício Silveira dos Santos
UNIPAMPA



Prof. D. Sc. Diego Arthur Hartmann
UNIPAMPA

AGRADECIMENTO

Primeiramente agradeço aos meus pais, Elaine e Romano Cadore, pelo apoio e confiança, por todos os sacrifícios que passamos para que eu pudesse concluir mais esta caminha. Também gostaria de agradecer a minha namorada, Maryana Moreira, pelo apoio e pela ajuda na graduação.

Gostaria de agradecer aos meus amigos que ajudaram em algumas realizações de ensaios, mas principalmente a aluna de engenharia civil Paola Vogelei Ramos que foi fundamental para que pudéssemos concluir todos os ensaios para as conclusões do trabalho, também agradecer a empresa MRU Construções, que na pessoa do seu diretor técnico Lucas Ruppelt, incentivou e apoiou o final dos meus estudos e disponibilizou de horas de trabalho para o término da conclusão do curso.

Agradeço também o professor orientador D. Sc. Jaelson Budny que acreditou e confiou na proposta do estudo e auxiliou com todo o conhecimento para que a ideia inicial se concretizasse.

RESUMO

Este trabalho visa estimular uma maior atenção para as rodovias não pavimentadas, que existem em grandes distâncias e são muito utilizadas principalmente para escoar a produção primária do nosso país, que hoje é muito relevante para a economia nacional. O excesso de carga nos veículos, juntamente com a água das chuvas, prejudica muito a vida útil das rodovias não pavimentadas, a falta de manutenção prestada pelos órgãos competentes, que por muitas vezes não é bem executada, agravam ainda mais os problemas nas estradas. Para que se tenha uma vida de projeto mais duradoura, esses parâmetros devem estar muito bem definidos, uma seção transversal apropriada, com uma drenagem adequada e abaulamento na ordem de 4%. Para a presente análise, foi considerado um trecho de rodovia não pavimentada no município de Rosário do Sul. A rodovia possui uma grande importância para o município, com isso foi feito o estudo para que se classifique o solo da região e caracterize suas propriedades. Com a realização do ensaio de cisalhamento direto foi possível determinar ângulo de atrito e o intercepto coesivo, a partir desses valores obteve-se uma carga estática, que foi convertida para uma carga dinâmica, resultando na vida de projeto para o solo da região. Do solo coletado considerando os valores analisados, um agravante da baixa vida de projeto para o solo é a baixa coesão, pelo fato do solo ser arenoso tem um ângulo de atrito razoavelmente alto, com um pequeno aumento do intercepto coesivo, através de algum tipo de estabilização, sem interferir de forma negativa no ângulo de atrito, aliado aos parâmetros bem definidos, há um aumento na vida de projeto considerável.

Palavra-Chave: Rodovia não pavimentada, Ensaio de cisalhamento direto, Ângulo de atrito, Coesão, Vida de projeto, Carga dinâmica.

ABSTRACT

This work aims to stimulate a greater attention to the unpaved highways that exist over great distances and are mainly used to drain the primary production of our country, which today is very relevant to the national economy. Excessive load on vehicles along with rainwater greatly deplete the life of unpaved roads, the lack of maintenance provided by competent bodies, which is often not well executed, further aggravate road problems. In order to have a longer design life, these parameters must be very well defined, an appropriate cross-section with adequate drainage and bulging on the order of 4%. For the present analysis, it was considered an unpaved highway stretch in the municipality of Rosário do Sul. The highway has a great importance for the municipality, with this the study was done to classify the soil of the region and characterize its properties. With the direct shear test it was possible to determine the angle of friction and the cohesive intercept, from these values a static load was obtained, which was converted to a dynamic load, resulting in the design life for the soil of the region. From the soil collected considering the values analyzed, an aggravating of the low project life for the soil is the low cohesion, because the soil is sandy has a fairly high angle of friction, with a small increase of the cohesive intercept, through some type of stabilization, without interfering in a negative way in the angle of friction, together with the well-defined parameters, the project life has a considerable increase.

Key words: Unpaved road, Direct shear test, Friction angle, Cohesion, Design life, Dynamic load.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Composição da Malha Rodoviária Estadual e Federal no RS	16
Figura 2 - Mapa de Solos Brasileiro	18
Figura 3 - Seção Transversal Imprópria	21
Figura 4 - Seção Transversal Correta	22
Figura 5 - Drenagem Inadequada.....	22
Figura 6 - Corrugações	23
Figura 7 - Excesso de Poeira	24
Figura 8 - Buracos Cobertos de Água	25
Figura 9 - Trilha de Roda	26
Figura 10 - Perda de Agregados	27
Figura 11 - Trecho da Rodovia.....	29
Figura 12 - Trecho da Rodovia.....	30
Figura 12 - Jazida de Coleta de Solos e Equipamentos Utilizados para a Extração	31
Figura 13 - Ensaio de Perda de Massa por Imersão	38
Figura 14 - Ensaio de Compactação Mini-Proctor	40
Figura 15 - Equipamento de Ensaio de Cisalhamento Direto	41

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Limites dos Diâmetros dos Agregados	17
Tabela 2 - Massas Específicas das Amostras 1 e 2	45
Tabela 3 - Limites de Consistência.....	47
Tabela 4 - Classificação dos Solos.....	47
Tabela 5 - Resultados dos Parâmetros Geométricos	52
Tabela 6 - Resultados de N _{AASHTO} da Amostra 1 – Condição Seca e Saturada.....	53

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Terminologia do Sistema Unificado de Classificação de Solos.....	35
Quadro 2 - Sistema Unificado de Classificação.....	35
Quadro 3 - Sistema Rodoviário de Classificação.....	36
Quadro 4 - Gráfico da Classificação MCT de Solos	39

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva de Granulométrica da Amostra 1	44
Gráfico 2 - Curva Granulométrica da Amostra 2	45
Gráfico 3 - Limite de Liquidez da Amostra 1	46
Gráfico 4 - Limite de Liquidez da Amostra 2	46
Gráfico 5 - Classificação MCT	48
Gráfico 6 - Tensão x Deformação - Amostra 1	49
Gráfico 7 - Envoltória de Ruptura - Amostra 1	49
Gráfico 8 - Tensão x Deformação - Amostra 2	50
Gráfico 9 - Envoltória de Ruptura - Amostra 2	50
Gráfico 10 - Tensão x Deformação - Amostra 1 - Saturada	51
Gráfico 11 - Envoltória de Ruptura - Amostra 1 - Saturada	52

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DAER – Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas

RS – Rio Grande do Sul

VMD – Volume Médio Diário

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1 Objetivos Gerais.....	15
1.2 Objetivos Específicos	15
1.3 Justificativa.....	15
2. RODOVIA NÃO PAVIMENTADA	16
2.1 Tipos de Solos	17
2.2 Solos Predominantes em Rosário do Sul	18
2.3 Defeitos em Rodovias Não Pavimentada	19
3. METODOLOGIA	29
3.1 Considerações iniciais.....	29
3.2 Materiais.....	30
3.3 Métodos	31
3.3.1 Classificação Granulométrica	31
3.3.2 Massa Específica do solo	33
3.3.3 Limite de Liquidez	33
3.3.4 Limite de Plasticidade.....	34
3.3.6 Sistema Rodoviária de Classificação.....	35
3.3.7 Ensaio de Compactação Mini – MCV	36
3.3.8 Ensaio de Perda de Massa por Imersão.....	37
3.3.9 Classificação MCT	38
3.3.10 Ensaio de Compactação Mini-Proctor	39
3.3.11 Ensaio de Cisalhamento Direto	41
3.3.12 Determinação da Vida de Projeto pelo Número de Passagens N _{AASHTO}	42
4. ANÁLISE DE RESULTADOS	44
4.1 Caracterização do solo.....	44
4.1.1 Granulometria.....	44
4.1.2 Massa Específica	45
4.1.3 Limites de Consistência.....	45
4.1.4 Classificação das Amostras.....	47
4.2 Ensaio de Cisalhamento Direto	48
4.2.1 Ensaio de Cisalhamento Direto Seco	48
4.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto Saturado	51

4.2.3 Comparação Entre os Resultados do Cisalhamento Direto	52
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	55
5.1 Conclusões	55
5.2 Sugestões	56
REFERÊNCIAS	57

1. INTRODUÇÃO

Com o aumento da produção agrícola e da pecuária, notou-se que dependemos de meios de transportes cada vez maiores e mais robustos, com isso toda a safra pode ser escoada para seu beneficiamento e posteriormente chegar ao consumidor final.

Hoje em dia a principal forma de transportar cargas no Brasil é através de caminhões, carretas, bitrens e outros tipos de combinações veiculares. Na sua grande maioria o transporte que sai das propriedades rurais e chega ao primeiro local de estocagem e beneficiamento, é realizado por estradas não pavimentadas ou estradas rurais, como são chamadas por alguns autores.

Considerando toda esta extensão de rodovias não pavimentadas, que na sua grande parte são provenientes de antigos caminhos precários feitos a partir de técnicas mais modestas, devido à época, vieram a se tornar estradas que não possuem praticamente nenhum tipo de infraestrutura de rodovia.

Grande parte das estradas não pavimentadas estão nas áreas rurais, sendo assim, tornam-se planos secundários de manutenção efetiva. Devido a todos esses fatores e com os problemas das intempéries climáticas a degradação do leito estradal aumenta significativamente.

Os problemas causados por esses fatores acabam prejudicando, tanto o trabalhador, que precisa escoar a safra, quanto às pessoas que lá residem e buscam o trajeto para suprir a distância de artigos de primeira necessidade. Assim há aumento nos gastos com o combustível e manutenção, além de elevar o tempo de viagem e outros possíveis motivos acarretados devido à má conservação das estradas.

Quando falamos em rodovia não pavimentada vem em mente um conceito de economia, que se levarmos em conta os métodos construtivos se aproxima muito do conceito de pavimento econômico.

Na cidade de Rosário do Sul, onde a economia gira em torno da produção primária, portanto usa-se muito as estradas não pavimentadas para o escoamento da safra para os centros que realizam o beneficiamento da produção agropecuária. No município existem 3600 km de rodovias não pavimentadas, todas de âmbito municipal.

No distrito do Campo Seco está localizada a rodovia não pavimentada com mais problemas de manutenção no município, está com extensão de 34,5 km, a qual liga os municípios de Rosário do Sul e Dom Pedrito. Devido sua grande distância a diversidade

de solo é muito grande, mas em sua maioria possui dois tipos de solo, nas áreas mais altas Argissolo bruno-acinzentado e nas mais baixas predomina o Planossolo Vértico.

1.1 Objetivos Gerais

Classificar e estimar a vida de projeto para o solo estudado, propor regularização de seção transversal e buscar possíveis meios de melhorar o seu desempenho, possibilitando um aumento da vida de projeto.

1.2 Objetivos Específicos

- Explicar os principais defeitos na via não pavimentada, avaliando e propondo formas de correção para a rodovia que liga os municípios de Rosário do Sul e Dom Pedrito;
- Classificar os solos coletados no trecho da via de estudo;
- Determinar os parâmetros geotécnicos de coesão e ângulo de atrito dos solos da via de estudo;
- Avaliar a influência da coesão e do ângulo de atrito na vida de projeto de vias não pavimentadas;
- Estimar a vida de projeto da via analisada.

1.3 Justificativa

Um dos principais fatores para realização desse estudo sobre estradas não pavimentadas, surgiu devido à grande quantidade de reclamações dos usuários que utilizam a mesma para serviços essenciais e também para o escoamento da safra, pois esta rodovia está situada em uma das principais regiões produtoras da cidade de Rosário do Sul – RS.

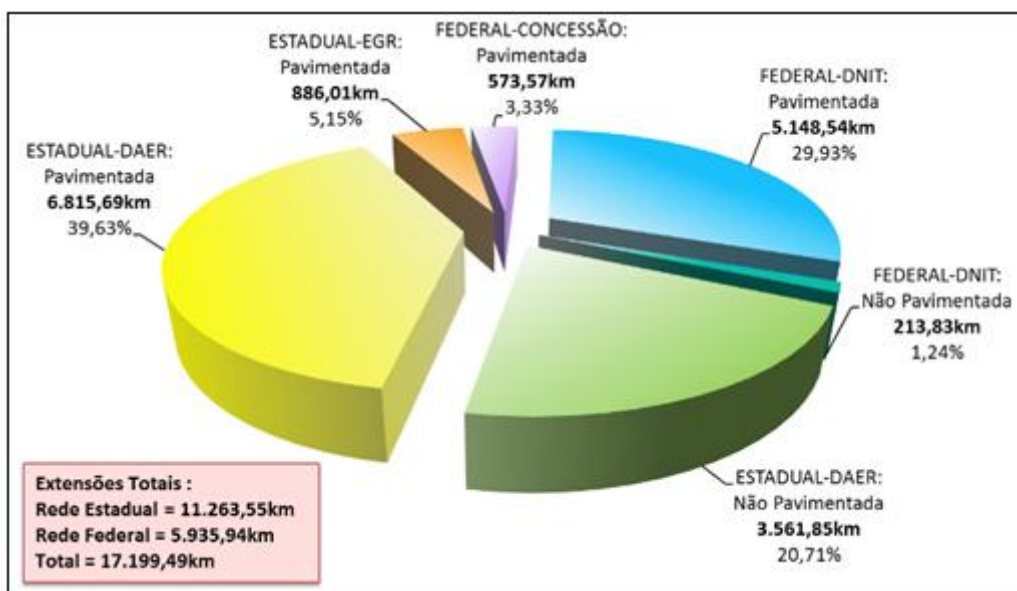
Devido a muitos problemas das estradas não pavimentadas, as quais possuem uma manutenção muito precária, surgiu a ideia de analisar o solo, para estimar a vida de projeto e definir um padrão de seção transversal.

2. RODOVIA NÃO PAVIMENTADA

Segundo dados do DNIT de 2014 no Brasil existem 1,7 milhões de quilômetros de estradas, sendo 12,9% (221.820 quilômetros) de estradas pavimentadas e 79,5% de estradas não pavimentadas em todo o território brasileiro.

No estado do Rio Grande do Sul de acordo com o DAER (2016) são 17.199,49 km de rodovias, destas 22% (3.775,68 quilômetros) são de estradas não pavimentadas, sendo que apenas 1,24% (213,83 quilômetros) são rodovias federais, como exemplifica a Figura 1.

Figura 1 - Composição da Malha Rodoviária Estadual e Federal no RS



Fonte: DAER(2016)

Segundo o Manual de conservação rodoviária DNIT (2005), as rodovias não pavimentadas por nenhum tipo de camada betuminosa ou de concreto de cimento Portland, são estradas que possuem sua superfície de rolamento, constituída por materiais que integram o leito natural da mesma, ou também podendo ter materiais granulares provenientes de jazidas próximas para que melhore seu desempenho.

Considerando também, como Villibor (2009), que podemos classificar como rodovia econômica, podendo ser utilizado materiais naturais ou com pequenas adições de agregado, na qual o valor de execução é consideravelmente menor do que aqueles tradicionalmente nas bases.

2.1 Tipos de Solos

Conforme Pinto (2006), a primeira característica que diferencia os tipos de solos são os tamanhos dos grãos, conforme exemplificado na Tabela 1, que podem variar de visível a olho nu, pedregulhos e areia, e outros que possuem partículas tão pequenas que quando molhadas formam uma pasta que torna difícil a visibilidade das partículas individualmente.

Tabela 1- Limites dos Diâmetros dos Agregados

Fração	Limites definidos pela ABNT
Matacão	de 25 cm a 1 m
Pedra	de 7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	de 4,8 mm a 7,6 mm
Areia grossa	de 2 mm a 4,8 mm
Areia média	de 0,42 mm a 2 mm
Areia fina	de 0,05 mm a 0,42 mm
Silte	de 0,005 mm a 0,05 mm
Argila	inferior a 0,005 mm

Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Segundo o manual do IPT (1988), os materiais mais utilizados na construção, recuperação e conservação de rodovias não pavimentadas, são geralmente encontrados no próprio local da estrada ou em jazidas bem próximas e as quantidades de cada material varia de região para região.

O manual do IPT (1988) define que a argila é um material muito fino, de cores diversas, variando de marrom, amarelo, vermelho, cinza e preto. Possui grande capacidade ligante com os agregados, boa coesão e quando seca de grande resistência.

As argilas com melhores aplicabilidades são preferencialmente as de cores marrom, vermelha e amarela, de comportamento laterítico, encontradas em camadas mais espessas e em grandes volumes. As de cores cinza e preta, geralmente encontradas em camadas finas na superfície ou em várzeas de rios, essas devemos evitar.

Conforme o IPT (1988), o silte é um material de grãos finos e muito parecido com a argila, porém esse deve ser evitado, pois suas características mecânicas mudam quando em contato com a água, pouca coesão, e quando seco, pouca resistência. Segundo Pinto (2006), a divisão entre areias e silte é definida com a peneira de nº 200, onde o silte e a argila formam a fração de finos do solo.

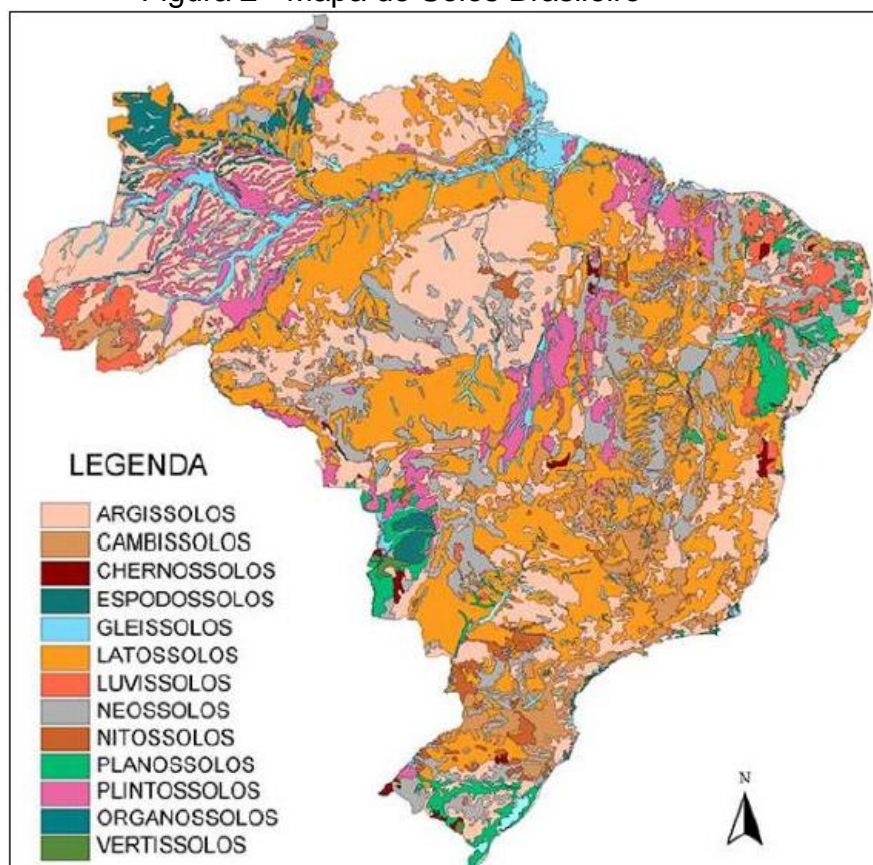
No entanto a areia, considerando o manual do IPT (1988), é um material granular de cores claras, de formas arredondadas com diâmetro variando entre 0,05 mm e 4,8 mm, com pouquíssima ou nenhuma coesão, podendo ser encontrada em várzeas e leitos de rios ou em camadas de superfície, com cores mais avermelhadas ou amareladas, mais facilmente encontradas em regiões de relevos menos sinuosos. O conjunto areia e pedregulho é denominado fração grossa ou grosseira do solo (PINTO, 2006).

No manual do IPT (1988), são considerados cascalhos e seixos materiais com granulometria acima de 4,8 mm de diâmetro. Geralmente são encontrados em cascalheiras de rio, cascalheira de cava e linhas de seixos na superfície ou muito próximo dela.

2.2 Solos Predominantes em Rosário do Sul

Com o auxílio do mapa pedológico do Sistema Brasileiro de Classificação de Solos, apresentado na Figura 2, foi verificado como os principais solos da região por onde passa a rodovia, que interliga as cidades Rosário do Sul e Dom Pedrito no estado do Rio Grande do Sul, em argissolo bruno-acizentado e planossolo Vértico.

Figura 2 - Mapa de Solos Brasileiro



Fonte: EMBRAPA (2014, não paginado)

Conforme o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (2013), os argissolos são formados por material mineral com argila, de forte até imperfeitamente drenados, as cores brunadas e acinzentadas ocorrem raramente. Na sua superfície varia de arenosa a argilosa quanto maior a profundidade, chegando ao horizonte B ocorre um aumento muito significativo na proporcionalidade de argila.

Segundo Prado (2013) os argissolos dependendo da variação gradiente textural B/A de muito alto a médio, podemos ter textura no horizonte A de arenosa a média e no horizonte Bt variando de média a muito argilosa, podendo ocorrer em alguns casos de forma abrupta.

De acordo com o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (2013) os planossolos, são solos minerais com uma drenagem muito ruim, com presença de superfícies de fricção, fendas e estruturas cuneiformes dando caráter vértico. Devido à textura leve da camada superficial, que difere de forma abrupta, a quantidade de argila com o horizonte Bt, se tornando muito adensado e com uma permeabilidade que varia de lenta a muito lenta.

Devido a essa característica ocorre uma restrição da percolação da água e, mesmo que por precipitações em curtos períodos de tempo, ocorre a formação de um lençol d'água suspenso, imediatamente acima do horizonte B, acarretando em graves problemas com a camada mais superficial.

2.3 Defeitos em Rodovias Não Pavimentada

Conforme Ferreira (2004) não existe um diagnóstico conhecido profundamente dos defeitos em estradas não pavimentadas brasileiras, porque não se tem muitos estudos sobre o assunto e isso dificulta definir qualquer tipo de tratamento a ser dado para o restabelecimento total da via.

Considerando as principais causas dos defeitos em rodovias não pavimentadas, o Manual de Conservação Rodoviária do DNIT (2005) orienta que existem dois princípios que devemos levar em conta: Adotar greides elevados, pois assim melhora a drenagem e também usar solos granulares com porções finas para que possibilite alguma coesão.

Em estradas não pavimentadas, de pouco tráfego, a erosão hídrica pode ser relevante na própria superfície de rolamento. Contudo, a partir de determinada intensidade de tráfego, a resistência do material de revestimento supera a resistência necessária para evitar a erosão hídrica (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

Segundo o manual do IPT (1988), as estradas com baixa capacidade de suporte tendem a apresentar formação de lama por ocasião de chuvas mais intensas. O problema mais comum ocasionado pela falta de suporte se deve aos problemas técnicos no terreno natural da estrada (subleito), ou na camada de reforço (quando existe) ou em ambos. Para que isso não ocorra os materiais granulares (areia, cascalho, etc), juntamente com a compactação, que é indispensável, são os mais indicados para garantir uma melhor capacidade de suporte.

Ainda de acordo com IPT (1988), as más condições de rolamento e aderência ocorrem quase exclusivamente da camada de rolamento da rodovia, as quais se dão por esburacamento, material granular solto, pista de rolamento escorregadia, etc. Isso ocorre quando a mistura entre materiais granulares, materiais argilosos e compactação não estão corretas. Com a precipitação das chuvas isso pode se agravar de forma mais rápida.

Conforme o Manual técnico de conservação e recuperação de estradas vicinais de terra do IPT (1988), devemos tomar cuidado com a raspagem da camada de rolamento, pois com o tempo, o rebaixamento do greide tornando mais difícil o escoamento lateral das águas, além disso, quanto mais próximo da superfície o solo é mais resistente à erosão e mais fáceis de compactar.

Também devemos considerar o abaulamento da rodovia para reduzir a permanência da água na pista, portanto, devido ao grande dano causado pela água da chuva torna a drenagem e sua manutenção indispensável.

A rodovia não pavimentada, levando em conta sua grande importância para que ocorra a ligação do meio produtor ao meio beneficiário e consumidor, tem muitos problemas que interferem, de forma negativa, na sua capacidade de suporte, conforto e segurança. Para quem trafega isso aumenta o tempo de viagem, custo com manutenção dos veículos, entre outros fatores. Tudo isso tem seus problemas agravados com a chuva, e em épocas de grandes precipitações algumas se tornam intrafegáveis.

Segundo Baesso e Gonçalves (2003) os principais defeitos que tem interferência da chuva e com o excesso de chuva se agravam ainda mais temos, a seção transversal imprópria, drenagem lateral inadequada, corrugações, excesso de poeira, buracos, trilha de roda, segregação de agregados.

a) Seção transversal imprópria

Segundo Ferreira (2004), a seção transversal imprópria é resultado de uma largura inadequada para o tráfego da via e sem o abaulamento necessário para que ocorra o escoamento da água para o sistema de drenagem. A Figura 3 representa a seção transversal imprópria.

Figura 3 - Seção Transversal Imprópria



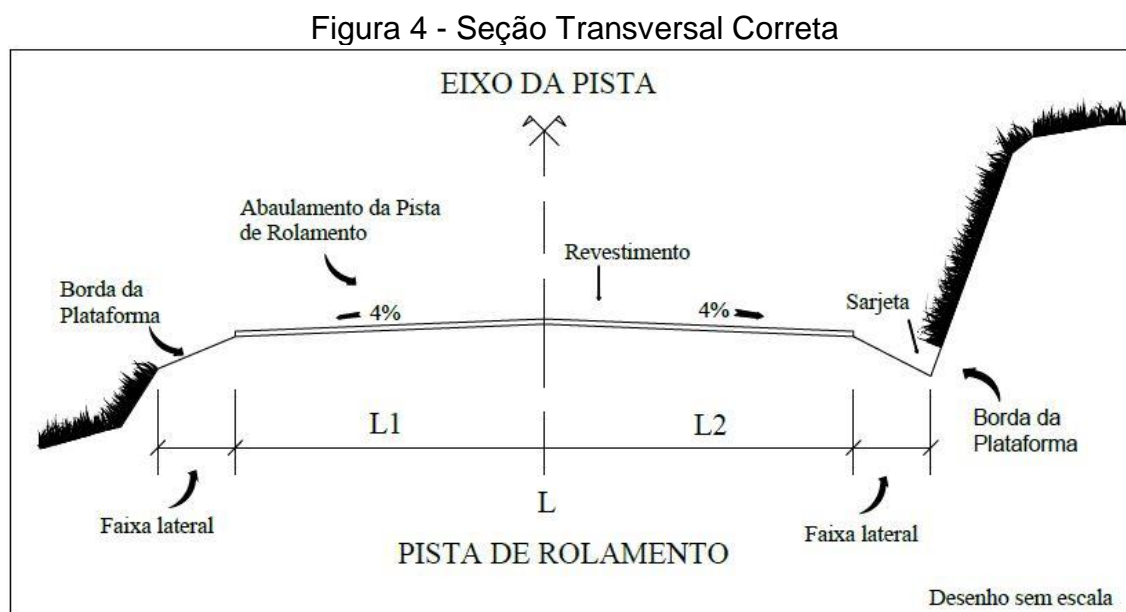
Fonte: Elaboração Própria (2017)

Como em estradas não pavimentadas existe pouca manutenção devemos ter esses parâmetros muito bem definidos para que ocorra essa drenagem e também que atenda de forma consciente a demanda de tráfego. Quando esses requisitos não estão devidamente conformados, a rodovia está muito mais suscetível a deterioração da mesma.

Segundo ODA (1995), a seção transversal imprópria podemos evidenciar pela água escoando ao longo da superfície de rolamento, causando erosão devido a intensidade da chuva, ou seja, não possui uma declividade transversal para que a água se direcione para as sarjetas.

Baesso e Gonçalves (2003), reforçam que a seção transversal deve ter um abaulamento na ordem de 4% para que, mesmo com pequenas precipitações, o escoamento ocorra de forma ordenada para os dispositivos de drenagem e não cause

uma deterioração progressiva do leito estradal. A Figura 4 representa a seção transversal correta.



Fonte: Adaptado de Baesso e Gonçalves(2003)

b) Drenagem lateral inadequada

Conforme Baesso e Gonçalves (2003), esse defeito se caracteriza pelo acúmulo de água na pista de rolamento, onde contribui muito para que a partir deste defeito ocasione outros defeitos como atoleiros e até mesmo trilhos de roda.

Silva (2009) afirma que, que essa situação ocorre quando as sarjetas estão obstruídas com vegetação, entulho, ou material granular assoreado, como isso, dificulta o escoamento das águas das precipitações, causando o empoçamento e erodindo a borda da estrada. A Figura 5 representa a drenagem inadequada.

Figura 5 - Drenagem Inadequada



Fonte: Elaboração Própria (2017)

Para que os parâmetros de conformidade estejam corretos deve-se manter uma boa manutenção dos sistemas de drenagem lateral como as sarjetas, obras de arte e a conformidade da seção transversal como já descrita no tópico anterior.

Segundo IPT (1988), a importância da drenagem lateral é muito grande pois, por melhor que sejam as condições técnicas da pista, ocorrerá a deterioração total. A drenagem evita principalmente a quantidade de água conduzida através do leito de rodagem da estrada.

c) **Corrugações**

Ferreira (2004) define este defeito como uma série de ondulações perpendiculares à sentido do tráfego, ocorrendo geralmente em rampas ou curvas e cruzamentos onde geram áreas de desaceleração e aceleração.

As corrugações são graves problemas nas manutenções de rodovias não pavimentadas, causando trepidação nos veículos e desconforto aos usuários que trafegam nas estradas não pavimentadas. A Figura 6 representa as corrugações.

Figura 6 - Corrugações



Fonte: Baesso e Gonçalves(2003)

Segundo o IPT (1988), as principais ocorrências de ondulações regulares são em estradas planas e formadas por solos arenosos, enquanto as ondulações irregulares ocorrem em estradas de solos mais argilosos que, ao secarem, se contraem.

Baesso e Gonçalves (2003), afirma que este defeito pode ser ocasionado por diversos fatores, dos quais os principais são: ação contínua de tráfego, perdas de agregados finos da camada de revestimento, subleito ou base, deficiência de suporte do

material do subleito, abaulamento insuficiente, e ainda, revestimento de baixa qualidade aliado a períodos longos de seca.

Como forma de evitar ou consertar o problema recomenda que, deve-se usar um material com composição balanceada, com propriedade aglutinante para melhorar a coesão com os outros materiais. Já para o conserto com motoniveladora em dias secos deve-se fazer apenas a regularização e em dias que tem a presença de umidade no solo deve-se fazer o revolvimento através de um corte de profundidade que varie um pouco a mais ou a menos de uma polegada abaixo da cota inferior das depressões.

Na sequência deve-se fazer a mistura e o espalhamento do material cortado e realizar a compactação.

d) Excesso de poeira

Silva (2009) sugere que as nuvens de poeiras, se formam e são causadas devida a grande quantidade de finos na camada superficial, e agravada pela ação abrasiva do tráfego dos veículos. A Figura 7 representa o excesso de poeira.

Figura 7 - Excesso de Poeira



Fonte: Baesso e Gonçalves (2003)

Esse defeito depende primeiramente da velocidade dos veículos, volume de tráfego e composição, agravando ainda mais em períodos secos. Nos Estados Unidos da América estão sendo feitos tratamentos com produtos químicos para que diminuir ou até mesmo eliminar o problema, porém, não é vantajoso financeiramente com um VMD menor que 120 veículos.

O IPT (1988), confirma a teoria que, devido ao excesso de finos no leito da estrada, aliado com períodos de seca com a ação abrasiva do tráfego, é gerador de nuvens de poeira.

e) Buracos

Silva (2009) caracteriza o defeito como depressões em formas de bacia produzida pela expulsão de materiais sólidos através da passagem dos veículos onde há o empoçamento de água oriundas das drenagens obstruídas ou inexistentes.

Baesso e Gonçalvez (2003), afirma que os buracos na pista de rolamento são causados principalmente pela falta ou deficiência na camada de rolamento, ausência de materiais aglutinantes na composição da superfície e a plataforma mal drenada e sem o abaulamento na ordem de 4%.

Dependendo da severidade do problema a manutenção da plataforma pode variar de uma ação de tapa buraco, uma simples raspagem com a motoniveladora, até mesmo um corte da profundidade dos buracos e uma reconformação da plataforma de rolamento considerando o abaulamento de 4%. A Figura 8 representa os buracos coberto de água.

Figura 8 - Buracos Cobertos de Água



Fonte: Elaboração Própria (2017)

f) Trilha de roda

Conforme o IPT (1988), as trilhas de rodas dependem diretamente da capacidade de suporte da rodovia, quanto menor a capacidade de suporte maiores são as chances

de ocorrência do defeito. Geralmente a falta de capacidade de suporte devem a deficiências técnicas do subleito ou na camada de reforço.

Ferreira (2004) diz que as trilhas de rodas se formam devido a aplicação repedita das cargas de tráfego, principalmente em épocas de chuvas onde, com a água, o solo fica saturado e reduz sua capacidade de suporte.

Taciano (2009) conclui que o afundamento de trilha de rodas pode ser causado por consolidação ou por tensões cisalhantes. Quando ocorrem por tensões cisalhantes acarretam em sollevamento.

Baesso e Gonçalves (2003), caracterizam as trilhas de rodas como rastros profundos causados pelas rodas dos veículos, de sentido longitudinal ao eixo da pista, problemas esses causados por defeitos no subleito, falta de suporte, ou camada de revestimento primário. Aliado a repetidas passagens de veículos causa deformações permanentes na plataforma de rolamento.

Para o tratamento desse defeito, se possível rapidamente após o aparecimento, pois caso se agrave pode deixar a rodovia intrafegável. Quanto mais veículos passam, e aliado a outros fatores, esse defeito aumenta a profundidade das depressões impossibilitando de veículos trafegarem. A Figura 9 representa a trilha de roda.

Figura 9 - Trilha de Roda



Fonte: Elaboração Própria (2017)

Para a regularização da pista de rolamento têm-se três métodos bem distintos dependendo da severidade do problema, no caso menos severo, uma simples raspagem dos trilhos aumenta a vida útil da rodovia. Em um caso intermediário de severidade deve-

se fazer a regularização e conformação do leito estradal, balanceando a mistura, realizando o espalhamento e compactando devidamente.

Para o caso mais severo, com depressões mais profundas e com umidade na pista de rolamento, deve-se realizar o serviço de drenagem correta, regularizar a área afetada com substituição de solo ou adição de materiais fazendo revolvimento e aeração, compactação em umidade ótima e aplicação do revestimento primário.

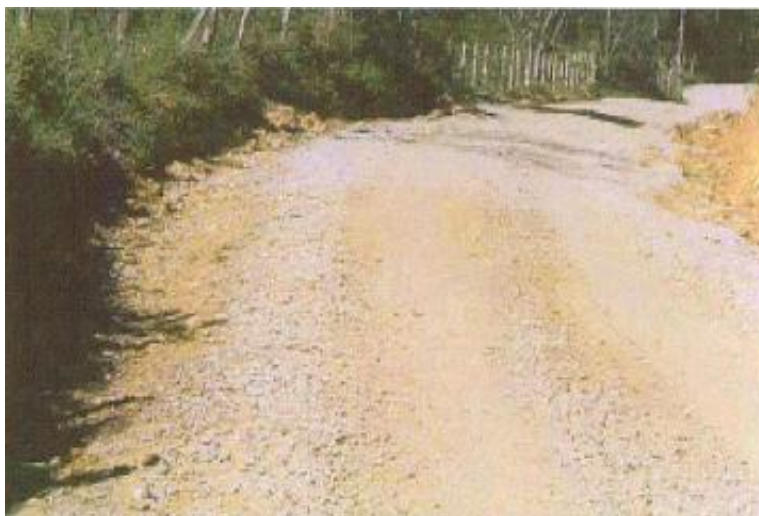
g) Segregação de agregados

Segundo Baesso e Gonçalves (2003), esse problema se agrava com a frequência da passagem dos veículos pela rodovia, os agregados da fração grossa segregam e delçam a camada de revestimento e se acumulam nos trilhos de rodas ou em área não trafegáveis.

Ferreira (2009) afirma que esse defeito pode ocorrer, nos solos argilosos, em rampas aonde é colocado material granular sem a compactação adequada e nas áreas planas onde há falta de materiais finos com função ligante. Com isso causam bernas de materiais nas laterais e entre as trilhas de rodas.

São várias as causas que acarretam esse defeito, sendo que a principal e mais importante é a falta de material ligante que gera coesão para a fração mais granular, também pode ocorrer a perda desse material quando o escoamento da água das precipitações não acontece de forma ordenada. A Figura 10 representa a perda de agregados.

Figura 10 - Perda de Agregados



Fonte: Baesso e Gonçalves (2003)

O IPT (1988) afirma que, esse problema ocorre exclusivamente na camada de revestimento e afetam muito o as condições de aderência, agravando o risco de “patinação” das rodas dos veículos e interferindo negativamente na comodidade e segurança do tráfego.

Como forma de combate do problema, Baesso e Gonçalves (2003) recomenda ser feito a regularização pura e simples do revestimento primário, ou uma regularização que envolve a adição de materiais finos para dar coesão à mistura. Em casos extremos deve ser feito o corte de toda a camada de revestimento, adição de agregados faltantes e umedecimento ótimo, reconformação e compactação final.

3. METODOLOGIA

3.1 Considerações iniciais

Para o presente estudo, que tem por objetivo avaliar o comportamento de vias não pavimentadas, foi coletado amostras de solo das áreas mais críticas, avaliadas no momento da coleta, em um trecho de uma via no interior do município de Rosário do Sul - RS. Nas regiões de coxilhas o solo predominante é o Argissolo Bruno Acinzentado e nas regiões mais baixas, planas, o Planossolo vértico. Sabe-se que o Planossolo com a precipitação das chuvas se torna mais suscetível a problemas na capacidade de suporte devido as suas características de mudança abrupta dos horizontes A e Bt. O trecho da rodovia de onde foi coletado o solo está representado na Figura 11 e Figura 12.

Figura 11 - Trecho da Rodovia



Fonte: Google maps (2016)

Figura 12 - Trecho da Rodovia



Fonte: Google maps (2016)

3.2 Materiais

O solo para essa pesquisa foi coletado na Avenida Flores da Cunha, na cidade de Rosário do Sul no estado do Rio Grande do Sul. O Solo é um Argissolo Bruno Acinzentado.

O solo foi coletado de acordo com as especificações da NBR 9604 (ABNT, 1986). Foi feito a limpeza superficial do local e com a utilização de pá, picareta e inchada, retirado amostras deformadas e colocado em embalagens plásticas. O Solo foi transportado até a cidade de Alegrete no Rio Grande do Sul, para o Laboratório de Solos e Pavimentação da Unipampa, destorroado e reservado para a realização dos ensaios. A Figura 13 mostra as Jazidas e o solo coletado e utilizado na pesquisa.

Figura 13 - Jazida de Coleta de Solos e Equipamentos Utilizados para a Extração



(a) Amostra 1



(b) Amostra 2

Fonte: Elaboração própria (2017)

A água que foi utilizada é proveniente do abastecimento urbano do município de Alegrete, a mesma passou por processo de destilação no Laboratório de Solos e Pavimentação da Unipampa – Campus Tecnológico de Alegrete.

3.3 Métodos

Os ensaios de caracterização foram realizados no laboratório de Solos e Pavimentação da Unipampa, também foi realizado o ensaio de cisalhamento direto nas condições saturado drenado e seco (umidade de compactação).

3.3.1 Classificação Granulométrica

O ensaio de granulometria foi realizado com a amostra preparada de acordo com as especificações da NBR 6457 (ABNT, 1986) e a classificação granulométrica regida pela NBR 7181 (ABNT, 1984).

Foi realizado o ensaio de sedimentação, onde foram anotados valores do densímetro em 0,5, 1, 2, 3, 4, 8, 15 e 30 minutos e 1, 2, 4, 8 e 24 horas, contados a partir do início da sedimentação. Após a última leitura o material foi passado em uma peneira

0,075 mm e lavado com água corrente em baixa pressão. Depois foi iniciado o peneiramento fino, utilizando-se das peneiras 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075 mm.

No cálculo da porcentagem de solos em suspensão para cada leitura do densímetro foi utilizado a Equação 1.

$$Q_s = N \times \frac{\delta}{(\delta - \delta_d)} \times \frac{V \cdot \delta_c \cdot (L - L_d)}{\frac{M_h}{(100+h)} \times 100} \quad \dots (1)$$

Onde:

Q_s = Porcentagem de solo em suspensão (%);

N = Porcentagem passante na peneira 2 mm, calculado na equação 2 (%);

δ = Massa específica dos grãos do solo (g/cm^3);

δ_d = Massa específica do dispersor (g/cm^3);

V = Volume da suspensão (cm^3);

δ_c = Massa específica da água (g/cm^3);

L = Leitura do densímetro na suspensão;

L_d = Leitura do densímetro no meio dispersor;

M_h = Massa do material úmido submetido à sedimentação (g);

h = Umidade higroscópica do material passado na peneira 2 mm (%).

O diâmetro máximo das partículas em suspensão foi calculado pela Equação 2.

$$d = \sqrt{\frac{1800 \cdot \mu \cdot a}{\delta - \delta_d} \times \frac{a}{t}} \quad \dots (2)$$

Onde:

d = Diâmetro máximo das partículas (mm);

μ = Coeficiente de viscosidade do meio dispersor ($g \cdot s/cm^2$);

δ = Massa específica dos grãos de solo (g/cm^3);

δ_d = Massa específica do dispersor (g/cm^3);

a = Altura de queda das partículas (cm);

t = Tempo de sedimentação (s).

Para se obter a porcentagem de material passante em cada peneira do peneiramento fino usamos a Equação 3.

$$Q_f = \frac{(M_h \times 100) - M_i \cdot (100 + h)}{M_h \times 100} \times N \quad \dots (3)$$

Onde:

Q_f = Porcentagem de material passante em cada peneira (%);

M_h = Massa do material úmido submetido ao peneiramento (g);

M_i = Massa do material retido acumulado em cada peneira (g);

h = Umidade higroscópica do material passado na peneira 2 mm (%);

N = Porcentagem de material passante na peneira 2 mm, calculado na equação 2 (%).

3.3.2 Massa Específica do solo

O ensaio foi realizado com base na NBR 6508 (ABNT, 1984) – Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica. Foi utilizado uma amostra de aproximadamente 250 g e preparada conforme a norma NBR 6457 (ABNT, 1984). Após a realização do ensaio foi possível executar o cálculo e assim definirmos a massa específica através da Equação 4.

$$\delta = \frac{M_1 \cdot 100 / (100 + h)}{[M_1 \cdot 100 / (100 + h)] + M_3 - M_2} \times \delta_T \quad \dots (4)$$

Onde:

δ = Massa específica dos grãos de solo (g/cm^3);

M_1 = Massa do solo úmido (g);

M_2 = Massa do conjunto picnômetro + solo + água, na temperatura T do ensaio (g);

M_3 = Massa do conjunto picnômetro + água, na temperatura T do ensaio (g);

h = Umidade inicial da amostra (%);

δ_T = Massa específica da água na temperatura T do ensaio (g/cm^3).

3.3.3 Limite de Liquidez

O limite de liquidez foi determinado utilizando a NBR 6459 (ABNT, 1984) – Solo – Determinação do Limite de Liquidez, a amostra utilizada foi correspondente a metade da

quantia especificada pela NBR 6457 (ABNT, 1986), 0,5 kg e a umidade também foi determinada através da mesma norma.

Foi realizada a obtenção de 3 pontos entre os intervalos de 35 a 15 golpes no aparelho de Casagrande. O teor de umidade correspondente a 25 golpes é o Limite de Liquidez do solo.

3.3.4 Limite de Plasticidade

Da mesma forma que no item 3.3.3, a amostra utilizada foi de 0,5 kg, e o Limite de Plasticidade foi determinado com base nas especificações da NBR 7180 (ABNT, 1984) – Solo – Determinação do limite de plasticidade.

A operação foi repetida para a obtenção de 3 teores de umidades, dos quais a média desses é o limite de plasticidade.

O índice de plasticidade foi definido através da diferença entre o limite de plasticidade e o limite de liquidez, conforme a Equação 5.

$$IP = LL - LP \quad \dots (5)$$

Onde:

IP = Índice de Plasticidade (%);

LL = Limite de Liquidez (%);

LP = Limite de Plasticidade (%).

3.3.5 Sistema Unificado de Classificação de Solos

Com intuito de classificar o solo de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos, utilizando os dados dos ensaios de classificação granulométrica e regido pela norma ASTM D2487 (ASTM, 1985). Os critérios para a classificação foram seguidos do Quadro 1.

Quadro 1 - Terminologia do Sistema Unificado de Classificação de Solos

G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	argila
O	solo orgânico
W	bem graduado
P	mal graduado
H	alta compressibilidade
L	baixa compressibilidade
Pt	turfas

Fonte: Pinto (2006, p.52)

Com a utilização dos dados de Índice de Plasticidade e Limite de Liquidez pode-se refinar os valores e classificar o solo de forma mais precisa. Onde observamos no Quadro 2.

Quadro 2 - Sistema Unificado de Classificação

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

Fonte: Pinto (2006, p.57)

3.3.6 Sistema Rodoviária de Classificação

O Sistema Rodoviário de Classificação, inicialmente proposto nos Estados Unidos, é muito utilizado no mundo todo pela engenharia rodoviária. A Partir da granulometria e dos limites de consistência é possível realizar a classificação do solo.

Os requisitos seguidos foram baseados no Quadro 3.

Quadro 3 - Sistema Rodoviário de Classificação

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

Fonte: Pinto (2006, p.57)

3.3.7 Ensaio de Compactação Mini – MCV

No ensaio de compactação em miniatura, mini – MCV, foi seguido os parâmetros normatizados pela norma do DNER ME 258/94 (DNER, 1994c) para solos passantes na peneira de 2 mm e realizados em corpos de prova de 50 mm de diâmetro.

Foi preparado 5 amostras, cada uma com quantidades de água diferentes e de ordem crescente cerca de 3 a 4%. Iniciando pela amostra mais seca, foi retirada uma fração de 200 g e foi adicionado ao molde, para cada uma dessas 5 porções foi tirada uma amostra para a determinação do teor de umidade.

Foram realizados sucessivos golpes obedecendo uma ordem pré-determinados de 2, 3, 4, 6, 12, 16, 24, 32, 48, 64, 96, 128, 192 e 256 golpes, o processo só foi interrompido quando a diferença entre 4n golpes e n golpes for menor que 2 mm, exsudação de água ou o número de golpes atingir 256.

Para o cálculo do teor de umidade foi utilizada a Equação 6.

$$h = \frac{(M_h - M_s) \times 100}{M_s} \quad \dots (6)$$

Onde:

h = Teor de umidade da amostra (%);

M_h = Massa do solo úmido (g);

M_s = Massa do solo seco em estufa (g);

Para o cálculo das diferenças de alturas determinadas pelas leituras realizadas nos extensômetros será utilizada a Equação 7.

$$a_n = A_n - A_{4n} \quad \dots (7)$$

Onde:

a_n = Diferença de altura;

A_n = Leitura obtida após n golpes;

A_{4n} = Leitura obtida 4n golpes.

Com os resultados do ensaio foram traçados dois gráficos que representarão as curvas de compactação e as curvas de Mini - MCV. Nas curvas de compactação foram retirados os valores de umidade de compactação e massa específica aparente seca.

Nas curvas de Mini – MCV, em escala logarítmica foi representado o número de golpes e em ordenadas os valores de a_n calculados anteriormente. Quando ocorrer a interseção das curvas com a linha horizontal correspondente a $a_n = 2$ mm e obtivemos o valor de Mini – MCV.

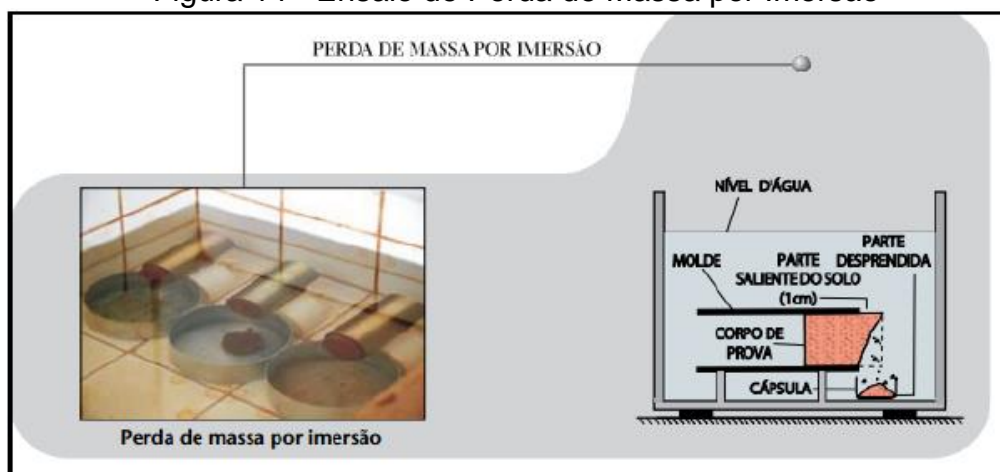
3.3.8 Ensaio de Perda de Massa por Imersão

O ensaio de perda de massa por imersão, regulamentado pela norma DNER ME 256/94 (DNER, 1994b), foram utilizados corpos de prova de 50 mm de diâmetro.

A partir dos corpos de provas já utilizados para o ensaio de compactação, a amostra foi deslocada, de modo que seu topo fique 10 mm para fora do molde, com o auxílio de um extrator. Posteriormente, o corpo de prova, juntamente com o seu suporte, na posição horizontal foi transferido para o recipiente de imersão. Após colocar a cápsula de porcelana e preenchida com água, foi colocado a água no recipiente de imersão de forma que ultrapasse pelo menos 1 cm acima do corpo de prova.

Na Figura 14, demonstra a realização do ensaio de perda de massa por imersão.

Figura 14 - Ensaio de Perda de Massa por Imersão



Fonte: Nogami e Villibor (2009, p.53)

Depois que os corpos de prova ficaram no recipiente por 20 horas, foi observado a forma de desprendimento e pesado o material que ficou nas cápsulas.

Para o cálculo da perda de massa por imersão será realizado pela Equação 8.

$$P_i = \frac{M_d \times 100}{M_o} \quad \dots (8)$$

Onde:

P_i = Perda de massa por imersão (%);

M_d = Massa de solo seco, desprendida do corpo de prova (g);

M_o = Massa de solo referente a 10 mm do corpo de prova após compactado (g).

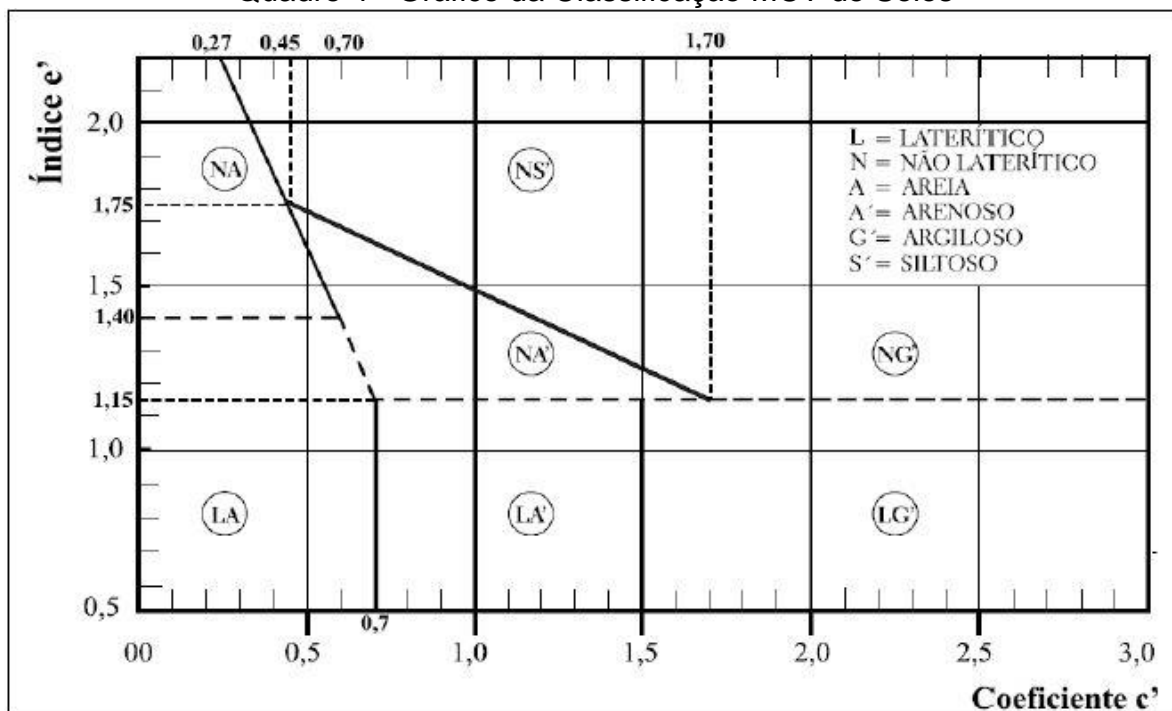
3.3.9 Classificação MCT

Essa classificação é regulamentada pela norma DNER CLA 259/96 (DNER, 1996) e fundamentada a partir das normas DNER ME 256/94 (DNER, 1994b) e DNER ME 258/94 (DNER, 1994c).

Com a execução dos ensaios de Mini – MCV e perda de massa por imersão, foram obtidos os parâmetros “ P_i ”, “ c ” e “ d ” para, por fim, calcular o índice “ e ” que foi usado para realizar a classificação dentro da sistemática MCT.

Para os valores “ c ” e “ e ” encontrados, relacionando o gráfico da Quadro 4, se realizou a classificação ligando a amostra com a área correspondente do gráfico em que esse ponto se situa.

Quadro 4 - Gráfico da Classificação MCT de Solos



Fonte: Nogami e Villibor (2009)

O coeficiente “c” é o coeficiente angular da parte mais inclinada e retilínea da curva Mini – MCV correspondente à condição de Mini – MCV = 15 ou o teor de umidade resultante em um Mini – MCV = 15.

O coeficiente “d” é o coeficiente angular da parte retilínea, ou mais semelhante a uma reta, mais inclinada do ramo seco da curva de compactação correspondente a 10 golpes, obtidos no ensaio de compactação Mini – MCV.

Para a realização do cálculo do coeficiente “e” foi utilizado a Equação 9.

$$e = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d}} \quad \dots (9)$$

3.3.10 Ensaio de Compactação Mini-Proctor

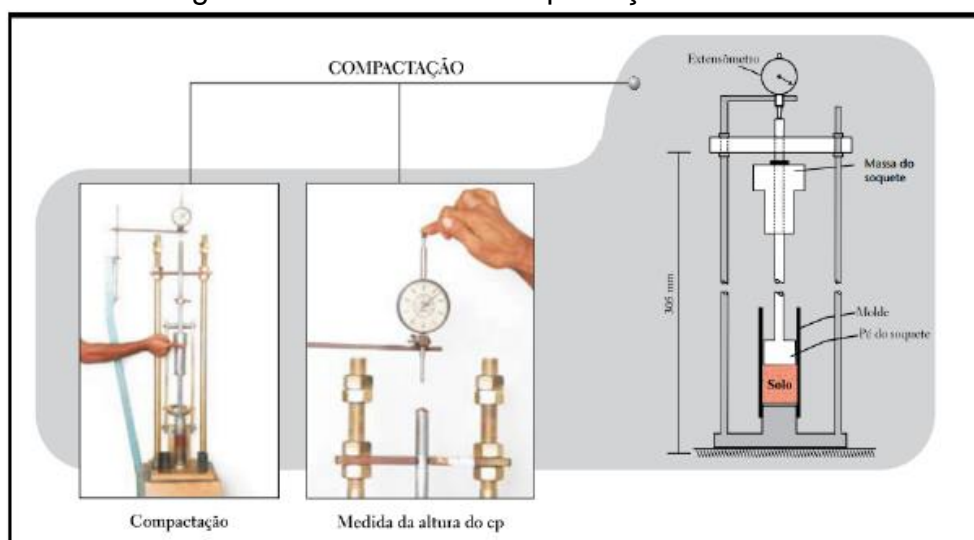
O ensaio foi realizado conforme as exigências da DNER ME 228/94 (DNER, 1994a) – Solos – Compactação em equipamento miniatura, para solos passantes na peneira 2 mm, realizados em corpos de prova de 50 mm de diâmetro. Este método correlaciona a massa específica aparente seca com o teor de umidade, gerando a curva de compactação.

O procedimento de preparo da amostra foi realizado da mesma forma que no item 3.3.7 para o ensaio de compactação mini – MCV. Igualmente iniciado pelo menor teor

de umidade, utilizando 200 g e colocada no molde, após é aplicada uma energia de compactação intermediária, com 6 golpes do soquete de cada lado do corpo de prova. Foi determinado para cada amostra um teor de umidade e uma altura de corpo de prova.

Na Figura 15 exemplifica a os equipamentos juntamente com o croqui do ensaio.

Figura 15 - Ensaio de Compactação Mini-Proctor



Fonte: Nogami e Villibor (2009, p.43)

Para o cálculo do teor de umidade foi utilizado a Equação 6 do item 3.3.7 e para a massa específica aparente seca do solo compactado foi utilizada a Equação 8.

$$MEAS = \frac{100 \times M_h}{(100 + h) \times V} \quad \dots (8)$$

Onde:

MEAS = Massa específica aparente seca do solo (g/cm^3);

M_h = Massa do solo úmido da porção compactada (g);

h = Teor de umidade da porção compactada (%);

V = Volume do corpo de prova compactado (cm^3).

Logo, a massa específica aparente máxima do solo seco definido foi o valor máximo da curva de compactação e o teor de umidade ótimo da abscissa correspondente.

3.3.11 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado no laboratório de solos da Unipampa, em um aparelho da marca Contenco, com coleta automática dos dados através do software da Pavitest, sendo regulamentado pela norma norte-americana ASTM 3080-98 (*Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidate Drained Conditions*)

A amostra foi colocada em uma caixa bipartida com os acessórios necessários para a realização do ensaio, onde foram aplicadas uma força normal e uma transversal cisalhante. Com isso foi recolhido os valores de tensão cisalhante e deslocamento horizontal. Na Figura 16 mostra o equipamento utilizado para a realização do ensaio.

Figura 16 - Equipamento de Ensaio de Cisalhamento Direto



Fonte: Elaboração própria (2018)

Com os pontos gerados pela tensão normal x tensão cisalhante, o programa gerou uma envoltória de ruptura e informará os parâmetros de ângulo de atrito e intercepto coesivo.

Para a realização do Ensaio foram utilizados 4 carregamentos diferentes, 25, 50, 100 e 200 kPa e velocidade do ensaio de 0,1mm/s. No ensaio de cisalhamento direto drenado e seco (umidade ótima) foi colocado dentro da caixa bipartida e dentro do carrinho, já no caso do ensaio drenado saturado, a amostra foi colocado dentro da caixa bipartida e posteriormente em uma câmara de vácuo com água suficiente que cubra a caixa e aplicado vácuo com o auxílio de uma bomba.

3.3.12 Determinação da Vida de Projeto pelo Número de Passagens N_{AASHTO}

Baseado no modelo proposto por Vésic (1975) apud Nervis (2018) consiste em um método analítico para determinar a capacidade de suporte de fundações, mas considerando apenas a camada de topo, de forma simplificada. Nas Equações 9, 10 e 11, podem ser empregados para a avaliação da condição limite de suporte quanto à ruptura plástica de um pavimento.

$$q_0 = \left[q_0'' + \left(\frac{1}{K} \right) * c * \cot g(\phi) \right] e^{2 \left[1 + \frac{B}{L} \right] * K * \tan(\phi) * \left(\frac{H}{B} \right)} - \left(\frac{1}{K} \right) * c * \cot g(\phi) \quad \dots (9)$$

$$K = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi_1}{1 + \text{sen}^2 \phi_2} \quad \dots (10)$$

$$q_0'' = c * N_c * S_c + q * N_q * S_q + \frac{1}{2} \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma \quad \dots (11)$$

Onde:

q_0 = Capacidade de carga da fundação assente diretamente sobre a camada superior (kPa);

q_0'' = Capacidade de carga da fundação assente diretamente sobre a camada inferior (kPa);

c e ϕ = Parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno da camada (kPa) e ($^\circ$);

B = Menor dimensão da área de carregamento (m);

L = Maior dimensão da área de carregamento (m);

H = Espessura da camada (m);

N_c , N_q e N_γ = Fatores de carga;

S_c , S_q e S_γ = Fatores de forma;

q = tensão efetiva do solo na cota de apoio da fundação (kPa).

Os fatores de cargas N_c , N_q e N_γ , são dados pelas Equações 12, 13 e 14.

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi)} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots (12)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot g(\phi) \quad \dots (13)$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi) \quad \dots (14)$$

No caso de fundações circulares, os fatores de forma são calculados com as Equações 15, 16 e 17.

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad \dots (15)$$

$$S_q = 1 + tg(\phi) \quad \dots (16)$$

$$S_\gamma = 0,6 \quad \dots (17)$$

Segundo Nervis (2018) foi proposto o uso de cargas estáticas para a solicitação em rodovias, o qual são usadas cargas dinâmicas, através da Equação 18, que já considera a conversão, desde que a pressão de inflação dos pneus seja constante.

$$P_s = \frac{P}{\left(\frac{1}{N_{AASHTO}}\right)^{0,25}} \quad \dots (18)$$

Onde:

P_s = Carga axial estática equivalente (kPa);

P = Carga de projeto (kPa);

N_{AASHTO} = Número de repetições da carga P (calculado com os fatores de equivalência da AASHTO).

Segundo Vale (2011), considerando uma forma aproximada, sob pressão uniforme, adotou-se, para o modelo sem sulcos, um eixo simples de roda dupla com carga de 8,2 toneladas. O mesmo foi distribuído sob 4 áreas de dimensões de 120 x 245 mm, resultando em uma carga de 2,05 toneladas para cada área.

4. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Caracterização do solo

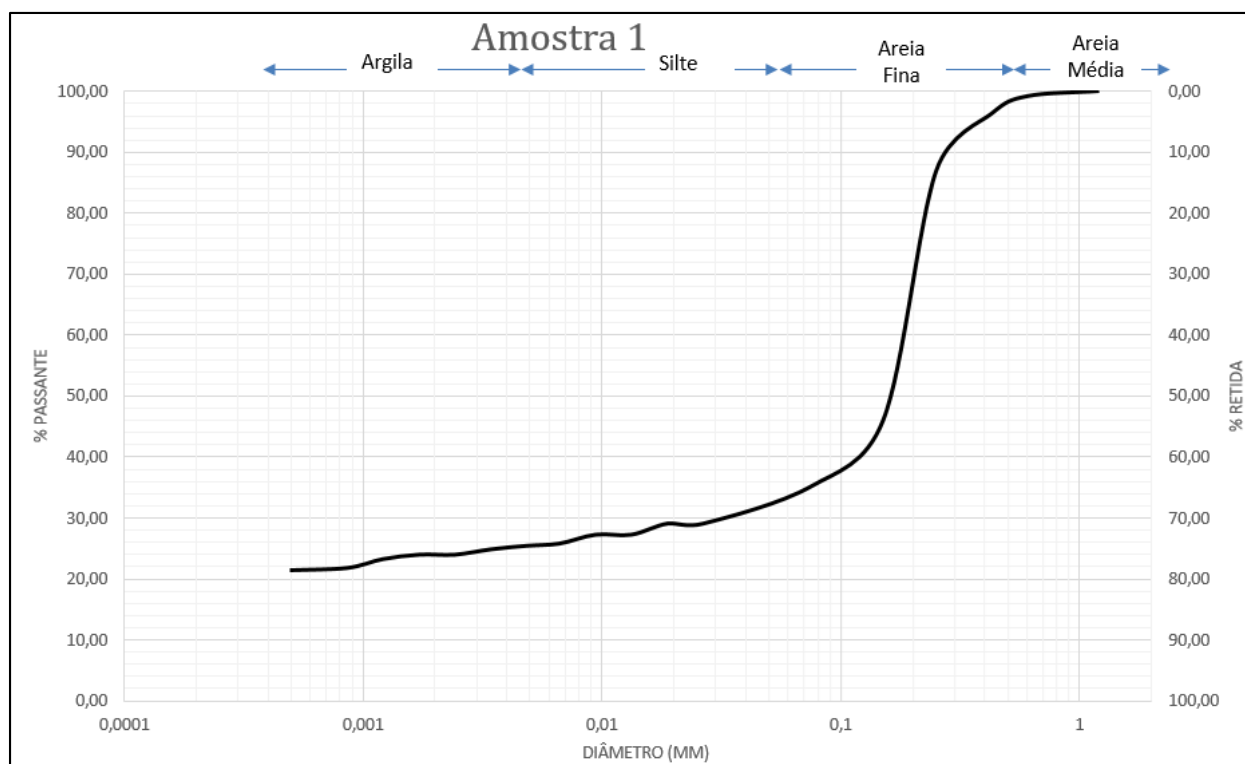
O solo utilizado foi caracterizado a fim de se verificar as principais propriedades do solo, foram analisadas granulometrias, massas específicas e limites de consistência.

4.1.1 Granulometria

Através dos dados gerados pelo ensaio de granulometria descrito no item 3.3.1, foram traçadas duas curvas granulométricas, uma para cada amostra de solo retirada de diferentes locais.

A amostra 1, possui uma granulometria muito próxima da Amostra 2, nos Gráficos 1 e 2, serão apresentadas as respectivas curvas granulométricas.

Gráfico 1 - Curva de Granulométrica da Amostra 1

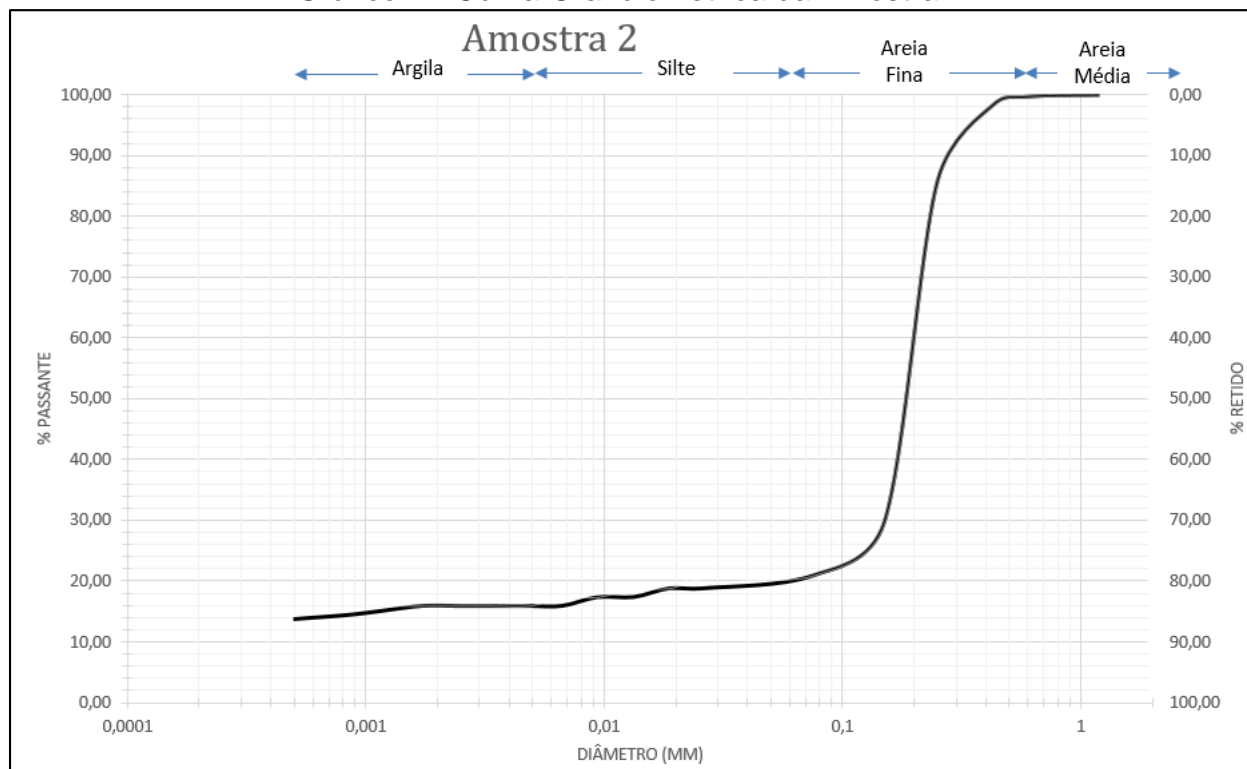


Fonte: Elaboração Própria (2017)

A amostra 1 possui aproximadamente 34% de finos passante na peneira 0,075 mm. A porcentagem de argila no solo é de 5%, de silte 7%, de areia fina 83% e areia média 5%.

Na Amostra 2, um pouco menos, aproximadamente 30% de finos passante na peneira 0,075 mm, com 4% de argila, 6% de silte, 88% de areia fina e 2% de areia média.

Gráfico 2 - Curva Granulométrica da Amostra 2



Fonte: Elaboração própria (2017)

4.1.2 Massa Específica

As amostras de solo 1 e 2 foram ensaiadas conforme os procedimentos descritos no item 3.3.2 e assim, determinado as massas específicas. Estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Massas Específicas das Amostras 1 e 2

Amostra 1	
$\delta_1 =$	2,55 g/cm ³
Amostra 2	
$\delta_2 =$	2,68 g/cm ³

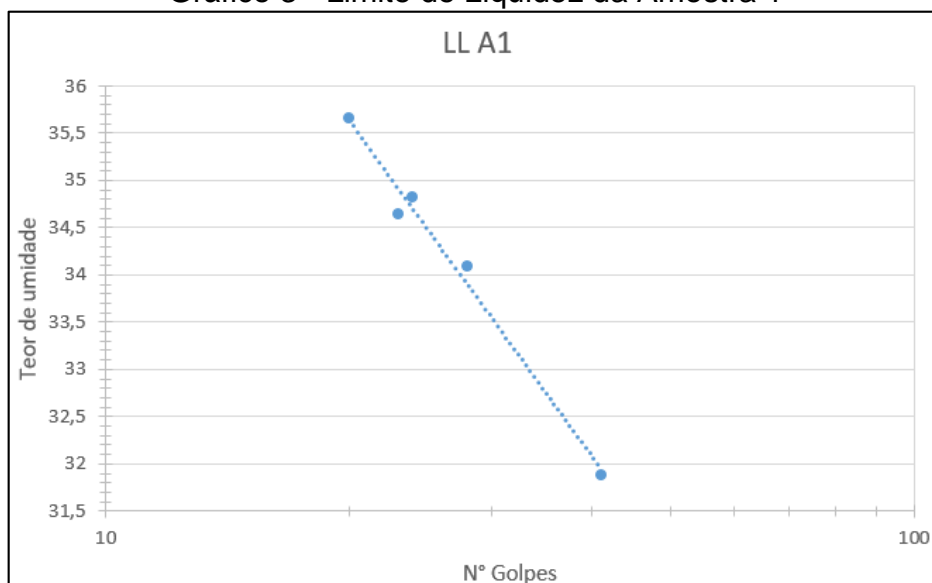
Fonte: Elaboração Própria (2017)

4.1.3 Limites de Consistência

Foram definidos os Limites de Liquidez e Limites de Plasticidade das duas amostras e com esses dados foi determinado o Índice de Plasticidade, conforme os itens 3.3.3 e 3.3.4 respectivamente.

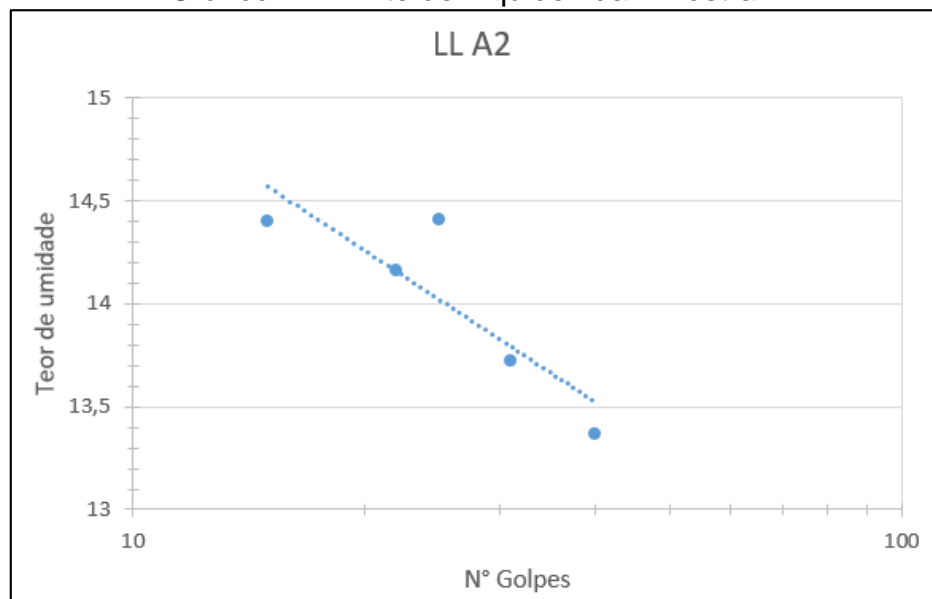
Nos Gráficos 3 e 4 apresentamos os Limites de Liquidez das Amostras 1 e 2.

Gráfico 3 - Limite de Liquidez da Amostra 1



Fonte: Elaboração Própria (2018)

Gráfico 4 - Limite de Liquidez da Amostra 2



Fonte: Elaboração Própria (2018)

Com os valores dos Limites de Liquidez e Limites de Plasticidade, foi possível determinar o Índice de Plasticidade, como podemos conferir na Tabela 3.

Tabela 3 - Limites de Consistência

Amostra 1	
LL=	34,75%
LP=	18,40%
IP=	16,35%
Amostra 2	
LL=	14,10%
LP=	NP
IP=	NP

Fonte: Elaboração Própria (2018)

4.1.4 Classificação das Amostras

Com todos dos dados processados, granulometria e limites de consistência, foi determinado a classificação dos solos da Amostra 1 e Amostra 2. Na Tabela 4, está representado a classificação do solo das duas amostras segundo 3 metodologias diferentes utilizadas pela engenharia rodoviária.

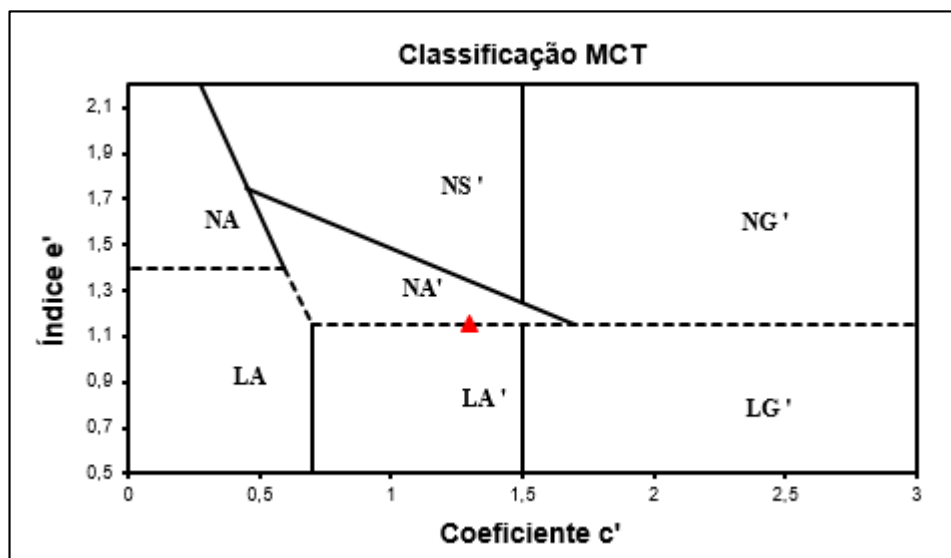
Tabela 4 - Classificação dos Solos

Amostra 1	
Sistema Unificado de Classificação de Solos	SC
Sistema de Classificação Rodoviária	A 2-6
Sistema de classificação MCT	LA' NA'
Amostra 2	
Sistema Unificado de Classificação de Solos	SM
Sistema de Classificação Rodoviária	A 2-4
Sistema de classificação MCT	SD

Fonte: Elaboração Própria (2018)

Plotando os resultados do Índice e' versus o Coeficiente c' , Gráfico 5, foi verificada a classificação segundo a metodologia MCT. Para a Amostra 1 ficou definida bem na transição de arenoso não laterítico NA' e arenoso laterítico LA', pois não caracteriza integralmente como laterítico ou não laterítico. No entanto para a Amostra 2 não foi possível realizar a classificação por este método, preferiu-se deixar sem definição (SD).

Gráfico 5 - Classificação MCT



Fonte: Elaboração Própria (2018)

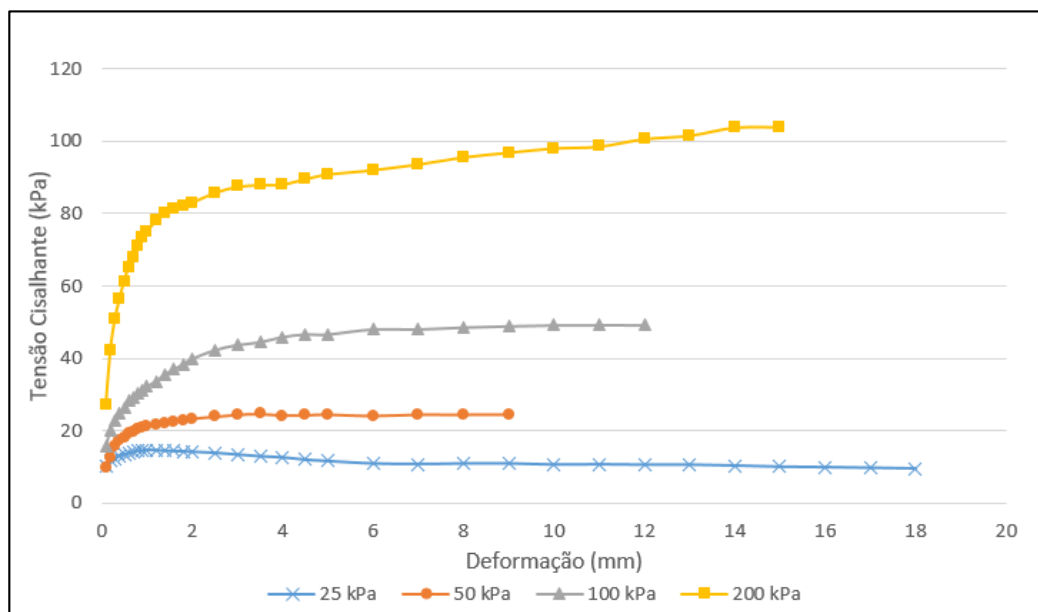
4.2 Ensaios de Cisalhamento Direto

4.2.1 Ensaio de Cisalhamento Direto Seco

Os resultados obtidos através do ensaio de cisalhamento direto seco, umidade ótima de compactação, para a Amostra 1 estão apresentados nos Gráficos 6 e 7. No Gráfico 6 demonstra o gráfico tensão *versus* deformação para as diferentes tensões de adensamento.

O solo nas tensões confinantes, 25, 50, 100 e 200 kPa, apresenta um comportamento normalmente adensado, o qual não apresenta um pico de tensão no momento da ruptura.

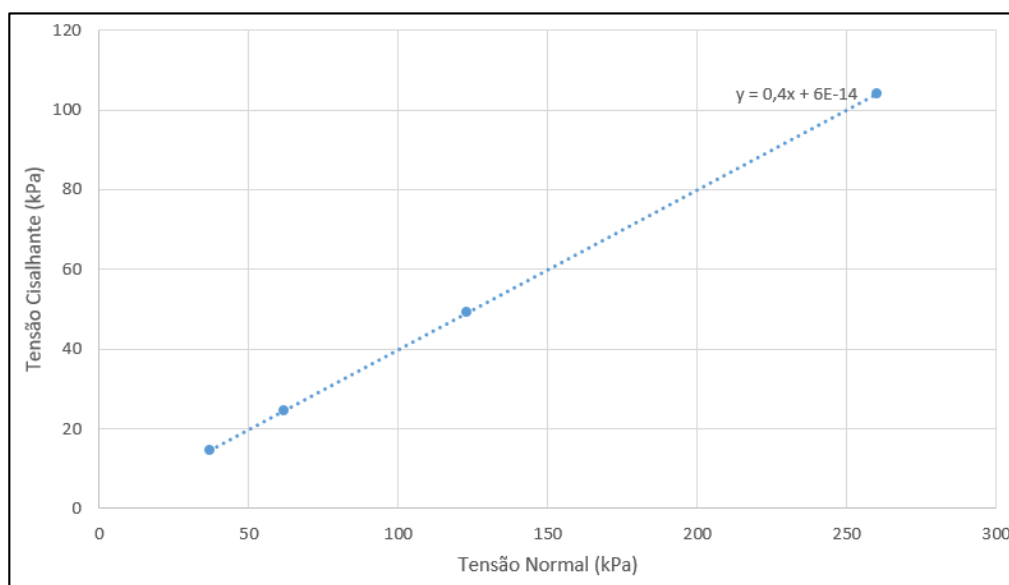
Gráfico 6 - Tensão x Deformação - Amostra 1



Fonte: Elaboração Própria (2018)

A envoltória de ruptura formada para a Amostra 1 está apresentada no Gráfico 7. A partir da inclinação da envoltória foi possível determinar o ângulo de atrito e o intercepto coesivo.

Gráfico 7 - Envoltória de Ruptura - Amostra 1

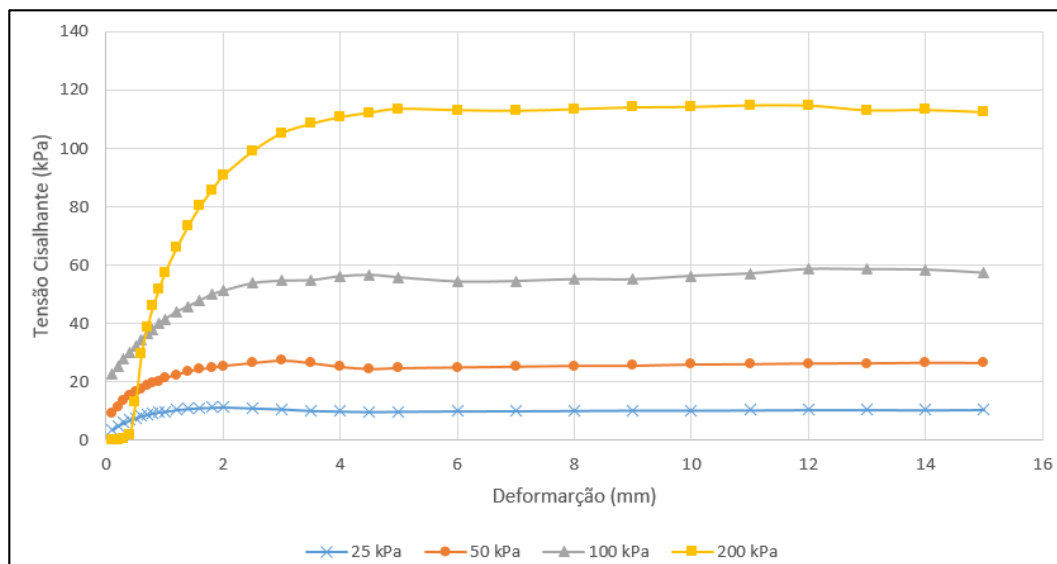


Fonte: Elaboração Próprio (2018)

Os parâmetros obtidos para a Amostra 1, através do ensaio de cisalhamento direto foram coesão igual a zero, a amostra não apresenta coesão, e ângulo de atrito igual a 21,8°.

Nos Gráficos 8 e 9 apresentam os resultados obtido para a Amostra 2 através do ensaio de cisalhamento direto.

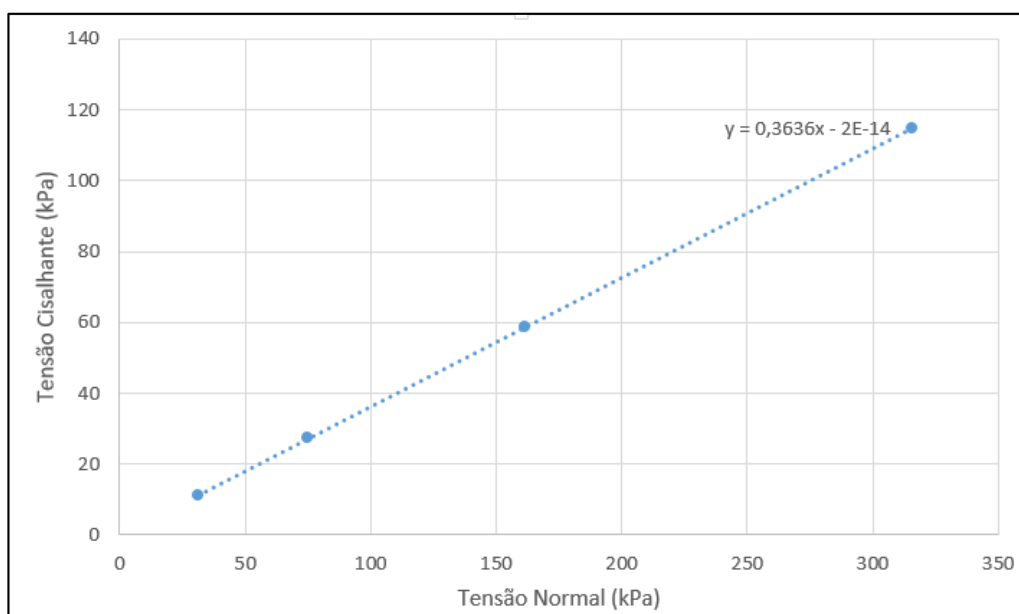
Gráfico 8 - Tensão x Deformação - Amostra 2



Fonte: Elaboração Própria (2018)

Da mesma forma que a Amostra 1, o solo da Amostra 2 se caracteriza na condição de normalmente adensada para todas as tensões ensaiadas. Os parâmetros que foram obtidos, através da envoltória de ruptura mostrada no Gráfico 9, coesão igual a zero, e um ângulo de atrito de $19,98^\circ$.

Gráfico 9 - Envoltória de Ruptura - Amostra 2



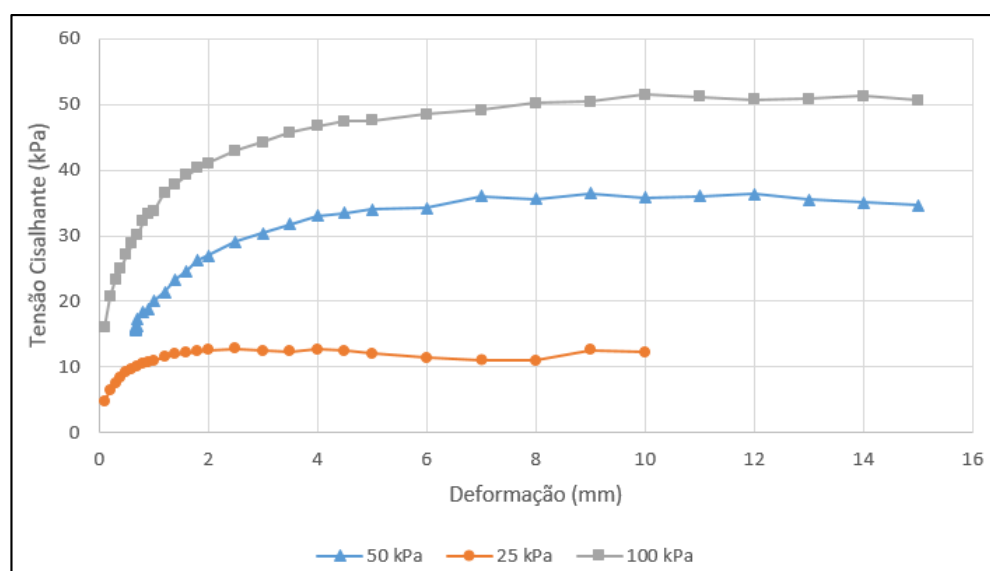
Fonte: Elaboração Própria (2018)

4.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto Saturado

Os resultados obtidos a partir do ensaio de cisalhamento direto saturado, são apresentados nos Gráfico 10 e 11. Para a obtenção dos parâmetros, coesão e ângulo de atrito, é feita da mesma forma que na condição seca.

Devido à falta de prazo e acontecimentos que impossibilitou a realização dos ensaios, as tensões confinantes usadas foram de 25, 50, 100 kPa e, apenas a Amostra 1 foi realizada nessa condição, a qual ocorreu pouca variação dos parâmetros, coesão e ângulo de atrito, na condição saturada. Como podemos ver no Gráfico 10, não ocorreu picos de tensões na ruptura, com isso o solo apresenta um comportamento normalmente adensado.

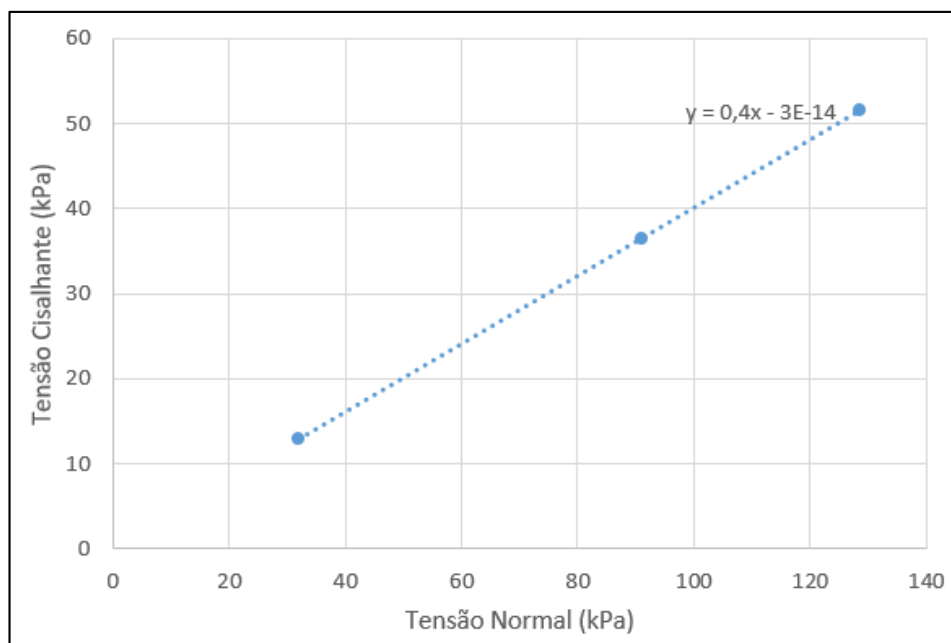
Gráfico 10 - Tensão x Deformação - Amostra 1 - Saturada



Fonte: Elaboração Própria (2018)

Na envoltória de ruptura, Gráfico 11, foi possível determinar os parâmetros geotécnicos, foi encontrada um valor de coesão igual a zero e o ângulo de atrito igual a 21,8°, que se manteve o mesmo que na condição seca, umidade de compactação.

Gráfico 11 - Envoltória de ruptura - Amostra 1 - Saturada



Fonte: Elaboração Própria (2018)

4.2.3 Comparação Entre os Resultados do Cisalhamento Direto

Analisando os resultados dos parâmetros geotécnicos, ângulo de atrito e intercepto coesivo das duas amostras na condição seca e na Amostra 1 na condição saturada, apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Resultados dos Parâmetros Geométricos

AMOSTRAS	Seco		Saturado	
	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)
Amostra 1	21,8	0	21,8	0
Amostra 2	19,98	0	-	-

Fonte: Elaboração Própria (2018)

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 5, podemos observar que tanto a Amostra 1 quanto na Amostra 2, possuem coesão igual a zero. Na Amostra 1, no estado saturado, o ângulo de atrito se manteve o mesmo que no estado seco.

4.3 Determinação do Número de Passagens NAASHTO

Após a obtenção dos parâmetros geotécnicos, área de contato, tensão realizada pelo eixo padrão, massa específica de compactação, foi determinado padrões e calculado a carga estática q_0 igual a 224,70 kPa assim, foi obtido uma conversão para

carga dinâmica q_0 igual a 9669,56 kPa, com isso, o NAASHTO encontrado foi igual a $3,7 \times 10^4$ para a Amostra 1 na condição seca.

Para a mesma amostra na condição saturada foi encontrado os mesmos valores, pois a ângulo de atrito se manteve o mesmo e o solo não possui coesão.

Com o intuito de melhorar a vida de projeto da rodovia foi estimado valores para a coesão, 25, 50, 75 e 100 kPa, e ângulos de atrito variando entre 10 à 30°, assim foi calculado valores de NAASHTO para cada combinação, conforme apresentado na Tabela 6, que compara os resultados para a Amostra 1 na condição seca e saturada. Esse aumento de coesão visa observar como se daria o comportamento dos solos em questão com a adição de um aditivo cimentante.

Tabela 6 - Resultados de N_{AASHTO} da Amostra 1 – Condição Seca e Saturada

COESÃO C= 25 kPa	Ø (°)	N_{AASHTO}	COESÃO C= 50 kPa	Ø (°)	N_{AASHTO}
	10	7,35E+02		10	8,97E+03
	15	5,34E+04		15	5,85E+05
	19,98	2,71E+06		19,98	2,67E+07
	20	2,75E+06		20	2,71E+07
	21,8	1,01E+07		21,8	9,56E+07
	25	8,60E+07		25	7,60E+08
	30	1,61E+09		30	1,28E+10
COESÃO C= 75 kPa	Ø (°)	N_{AASHTO}	COESÃO C= 100 kPa	Ø (°)	N_{AASHTO}
	10	4,13E+04		10	1,24E+05
	15	2,59E+06		15	7,64E+06
	19,98	1,13E+08		19,98	3,27E+08
	20	1,15E+08		20	3,32E+08
	21,8	4,00E+08		21,8	1,14E+09
	25	3,09E+09		25	8,71E+09
	30	4,97E+10		30	1,37E+11

Fonte: Elaboração Própria (2018)

Na Amostra 2 a carga estática q_0 igual a 182,26 kPa assim, foi obtido uma conversão para carga dinâmica q_0 igual a 6473,08 kPa, com isso, o NAASHTO encontrado foi igual a $7,43 \times 10^3$ na condição seca.

Aumentando tanto a coesão quanto o ângulo de atrito, ocorre um aumento da quantidade de passagens possíveis do eixo padrão, pelo fato de solo não ter coesão, o NAASHTO do solo natural ensaiado, tanto da Amostra 1 quanto a Amostra 2, quantidade de passagens do eixo padrão, na condição de projeto, é baixa e com apenas um

acrécimo na coesão de 25 kPa sem modificar o ângulo de atrito, acarreta um aumento de 1000 vezes no número de passagens.

As amostras analisadas neste estudo, possuem um ângulo de atrito considerável, $\phi_1 = 21,8^\circ$ e $\phi_2 = 19,98^\circ$, mas com coesão é zero. Com a variação da coesão de 25 a 100 kPa, para os mesmos ângulos de atrito de cada amostra, apresenta-se um aumento de aproximadamente 10 vezes no número de passagens N_{AASHTO} .

Quando observado que aumentando a coesão do solo, o número de passagens também aumenta, assim aumentando a coesão e ocorrendo uma diminuição no ângulo de atrito na casa dos 5° , o número de passagem chega a reduzir em até 200 vezes para os diferentes números de coesão. E caso ocorra o mesmo aumento do ângulo de atrito na casa dos 5° , essa resistência de passagem ocorre um aumento de 10 vezes.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

Os solos da rodovia não pavimentada, que liga as cidades de Rosário do Sul e Dom Pedrito, possuem características muito semelhantes, a Amostra 1, para o sistema unificado de classificação de solos foi caracterizado como um solo arenoso argiloso, e a Amostra 2 como arenoso siltoso, na classificação rodoviária como A 2-6 solo arenoso e com presença de argila plástica, já para a Amostra 2 como A 2-4 solo arenoso com a presença de silte não plástico, e para a classificação MCT o solo da Amostra 1 ficou definido como transicional entre arenoso laterítico e arenoso não laterítico.

Os Principais defeitos ocorrentes na rodovia não pavimentada são seção transversal imprópria e drenagem lateral inadequada, devido a esses defeitos o escoamento das águas das chuvas não ocorre como deveria e acaba permanecendo no leito estradal diminuindo assim a sua capacidade de suporte e assim ocorrendo a formação de buracos, ondulações, trilha de roda e atoleiros.

Buscando uma melhoria, convém definir muito bem os parâmetros de seção transversal, com largura condizente ao trafego, abaulamento de 4% e uma drenagem lateral eficiente. Muito importante é manter a uma manutenção periódica, mantendo o abaulamento especificado e o sistema de drenagem sempre desobstruída, e sempre tratar os outros defeitos de forma mais rápida possível, pois se torna mais eficiente e com um custo mais reduzido.

Para as duas amostras estudadas foi possível definir os parâmetros geotécnicos, ângulo de atrito e coesão, através do ensaio de cisalhamento direto. A Amostra 1 foi obtido um ângulo de atrito de $21,8^\circ$ que não houve alteração no estado saturado, e para a Amostra 2 de $19,98^\circ$, as duas amostras não possuem coesão.

Devido à pouca diferença no ângulo de atrito entre as duas amostras e considerando que a coesão é zero, obtivemos um número de passagens da AASHTO igual a $7,43 \times 10^3$ de um eixo padrão de 8,2 toneladas. A partir disso se analisou como estimar um aumento no número de passagens, devido as duas amostras terem um ângulo de atrito alto, buscou trabalhar com uma variação de coesão.

Observou-se que aumentando a coesão para 25kPa, sem ter muita interferência no ângulo de atrito, o número de passagens da AASHTO aumenta algo em torno de 1000 vezes, aumentando assim muito a vida de projeto, logo aumentando a durabilidade e diminuindo as manutenções corretivas.

Com essas melhorias dos parâmetros geotécnicos, aliado a uma correção do leito estradal, com seção transversal correta, abaulamento de 4% e compactação adequada, juntamente com uma drenagem eficiente, para que as águas ocorrentes das precipitações não interfiram de forma significativa na resistência do solo, teríamos assim uma rodovia não pavimentada de boa qualidade com vida de projeto maior. Para que tenha essa durabilidade manutenções periódicas terão de ser realizadas.

5.2 Sugestões

❖ Visando compreender melhor o comportamento de vias não pavimentadas sugere-se, para a continuidade do presente estudo, realizar ensaios em laboratório e acompanhar o desempenho em campo com trechos experimentais de solos de características similares a deste estudo, tais como:

- Adição de cal;
- Adição de cimento Portland;
- Adição de emulsão asfáltica;

A adição dos presentes aditivos visa aumentar a coesão do solo, visto que solos arenosos apresentam problemas neste parâmetro.

❖ Analisar o comportamento do solo com mistura de emulsão asfáltica e apenas como imprimação na camada superior.

REFERÊNCIAS

EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISAS AGROPECUÁRIA (Rio de Janeiro). Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 3. ed. Brasília: EMBRAPA-SPI, 2013, 306 p.

NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. **Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. São Paulo: Arte & Ciência, 291p, 2009.

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

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2005). **Manual de Conservação Rodoviária**. Publicação IPR – 710, DNER, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 564 p.

FERREIRA, F. M. **Uma Aplicação Comparativa de Métodos de Avaliação das Condições Superficiais de Estrada Não Pavimentada**. 2004. 153p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP.

BAESSO, D. P. e GONÇALVES, F. L. R. **Estradas Rurais – Técnicas Adequadas de Manutenção**. Departamento de Infraestruturas do Estado de Santa Catarina – DEINFRA/SC. Florianópolis – SC. 204 p. 2003.

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

SANTOS, A. R.; PASTORE, E. L.; AUGUSTO JR, F.; CUNHA, M. A. **Estradas Vicinais de Terra - Manual Técnico para Conservação e Recuperação**. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A., 2ª Edição, São Paulo. 1988.

DAER – Departamento Autônomo de Estradas de Rodagens (2016). **Composição da malha rodoviária**. Disponível em: <http://www.daer.rs.gov.br/composicao-da-malha>. Acesso em: 04 de novembro de 2016.

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, PORTOS E AVIAÇÃO CIVIL – Transporte Rodoviário (2014). **Sobre o modal rodoviário**. Disponível em: <http://www.transportes.gov.br/transporte-rodoviario-relevancia.html>. Acesso em: 04 de novembro de 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: AMOSTRAS DE SOLO – PREPARAÇÃO PARA ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO**. Rio de Janeiro: ABNT, 1986, 9 p.

_____. **NBR 6508: GRÃOS DE SOLO QUE PASSAM NA PENEIRA 4,8 mm – DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984, 8 p.

_____. **NBR 7181**: SOLO – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA. Rio de Janeiro: ABNT, 1984, 13 p.

_____. **NBR 9604**: ABERTURA DE POÇOS E TRINCHEIRA DE INSPEÇÃO EM SOLO, COM A RETIRADA DE AMOSTRAS DEFORMADAS E INDEFORMADAS. Rio de Janeiro: ABNT, 1986, 9 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGENS. **ME228/94**: Solos – Compactação em equipamentos miniatura. Rio de Janeiro: DNER, 1994a, 6 p.

_____. **ME 258/94**: Solos compactados em equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro: DNER, 1994b, 14 p.

_____. **ME 258/94**: Solos compactados em equipamento miniatura - Mini - MCV. Rio de Janeiro: DNER, 1994c, 14 p.

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

ODA, S. **Caracterização de uma rede municipal de estradas não pavimentadas**. 1995. 186p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos – SP.

NERVIS, L. O. **Proposta de metodologia simplificada para o dimensionamento de pavimentos com revestimento primário**. 2018. 129p. Artigo. Revista dos transportes, associação nacional de pesquisa e ensino em transportes.

VALE, A. C.; PAIS, J. C.; PEREIRA, P. A. A. **O tipo de modelação dos pneus dos veículos pesados na avaliação do desempenho dos pavimentos**. 2011. XVI CILA – Congresso Ibero-Latinoamericano do asfalto. Rio de Janeiro – RJ.

SILVA, T. O. da. **Estudo de estradas não pavimentadas da malha viária do município de Viçosa - MG**. 2009. 119p. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa. Viçosa – MG.

FERREIRA, F. M. **Uma aplicação comparativa de métodos de avaliação das condições superficiais de estrada não pavimentada**. 2004. 222p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de engenharia civil. Universidade Estadual de Campinas. Campinas – SP.