UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS

Curso de Graduação em Engenharia Civil

CÂNDIDA BERNARDI

ESTUDO DE MISTURAS DE SOLO ARGILOSO LATERÍTICO COM AGREGADOS FINOS PARA USO EM PAVIMENTOS ECONÔMICOS

Ijuí/RS

2013

CÂNDIDA BERNARDI

ESTUDO DE MISTURAS DE SOLO ARGILOSO LATERÍTICO COM AGREGADOS FINOS PARA USO EM PAVIMENTOS ECONÔMICOS

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Carlos Alberto Simões Pires Wayhs, Mestre

Ijuí/RS

2013

CÂNDIDA BERNARDI

ESTUDO DE MISTURAS DE SOLO ARGILOSO LATERÍTICO COM AGREGADOS FINOS PARA USO EM PAVIMENTOS ECONÔMICOS

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelo membro da banca examinadora

Banca examinadora

_____

Prof. Carlos Alberto Simões Pires Wayhs, Mestre - Orientador

_____

Prof. José Antonio Santana Echeverria, Mestre

Ijuí, 26 de Novembro de 2013

Aos meus pais,

Diógines e Delfina,

pelo carinho, compreensão,

motivação e exemplo de vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, aos meus pais Diógines e Delfina Bernardi, pela compreensão, pelo carinho, pelas palavras de apoio, por sempre estarem prontos a virem em meu auxilio e por serem um exemplo de vida.

Ao meu irmão Ricardo, pelo companheirismo.

Ao professor Carlos Alberto Wayhs, pelas horas de dedicação para a conclusão deste trabalho, mas principalmente por ter me apresentado a Geotecnia e pela amizade.

A todos os demais professores, que nestes cinco anos não mediram esforços no ato de ensinar.

Agradeço enormemente aos queridos amigos e colegas, pelas festas, pelas risadas, mas principalmente pelo companheirismo, pelo apoio, pelos ensinamentos, pelas noites em claro estudando, por tudo, vocês também fazem parte deste resultado.

Em especial aos colegas do PET, obrigada pela paciência, pelo sorriso, pelo abraço, pela mão que sempre se estendia quando eu precisava. Esta caminhada não seria a mesma sem vocês.

Aos colegas de pesquisa, Gracieli, Pedro, Cristiano, Lucas, Luiza, Mariane, Carine, Tatiane, pelas manhãs de trabalho, pela ajuda nos ensaios e pelo comprometimento para o sucesso da pesquisa.

Aos colegas Gracieli, Camila e Eduardo, colegas desde o primeiro dia de aula, pela amizade nestes cinco anos.

Obrigada a todos que, mesmo não estando citados aqui, contribuíram para a conclusão desta etapa.

RESUMO

Para um país como o Brasil que tem a necessidade de vultosos investimentos em infraestrutura, a escassez de recursos financeiros para atendimento das demandas, a inserção de conceitos de sustentabilidade e responsabilidade social, são fortes razões para o uso de materiais alternativos locais na execução de construção e manutenção de rodovias. Nesse contexto, o presente trabalho de conclusão de curso tem como objetivo descrever a pesquisa que pretende avaliar o uso de solo laterítico argiloso proveniente da cidade de Ijuí/RS, em bases e sub-bases para execução de pavimentos mais econômicos, no estado natural e misturados a areia e a pó de pedra. Este solo utilizado localmente como subleito de rodovias pavimentadas e de leito estradal de não pavimentadas, pode ser encontrado facilmente na região, contribuindo para a sua fácil obtenção e complementarmente reduzindo drasticamente o passivo ambiental que a pavimentação de vias provoca. A pesquisa utiliza tanto a metodologia tradicional, já amplamente reconhecida como não muito adequada para os solos tropicais como este solo laterítico fino, bem como a metodologia MCT, criada especificamente para estes tipos de solos.

Palavras-chave: materiais alternativos, pavimentação, solos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01: Ocorrência de solos finos arenosos e argilosos, de comportamento laterítico, no Brasil. 16
Figura 02: Ocorrência de argilas lateríticas no Rio Grande do Sul 16
Figura 03: Estrutura dos pavimentos 17
Figura 04: Seção transversal típica de um pavimento econômico rodoviário 17
Figura 05: Perfil resultante da decomposição das rochas 20
Figura 06: Gráfico da plasticidade 22
Figura 07: Tabela de classificação dos solos SUCS 23
Figura 08: Classificação Rodoviária dos solos 24
Figura 09: Retirada de solo do talude próximo ao prédio da Engenharia Civil 29
Figura 10: Aparelho de dispersão 31
Figura 11: Aparelho para determinação do limite de liquidez 33
Figura 12: Soquetes e cilindros 34
Figura 13: Energias de compactação 35
Figura14: Prensa para determinação do CBR 36
Figura 15: Comparação entre o CBR convencional e o Mini-CBR 38
Figura 16: Moldes para CBR e Mini-CBR 39
Figura 17: Família de Curvas de Compactação obtidas através do ensaio de Mini-MCV 40
Figura 19: Equipamento para a realização do ensaio Mini-MCV 42
Figura 20: Ensaio de perda de massa por imersão 42
Figura 21: Classificação MCT 44
Figura 22: Ensaio de Sedimentação 45
Figura 23: Detalhe do material acumulado no fundo da proveta 45
Figura 24: Granulometrias das misturas ALA, do solo natural e da areia 46
Figura 25: Granulometria das misturas ALPP, do solo natural e do pó de pedra 47
Figura 26: Curvas de compactação do solo natural e das misturas ALA 50
Figura 27: Curvas de compactação do solo natural e das misturas ALPP 51
Figura 28: Gráfico de tendência 51
Figura 29: Resultados de CBR para o solo natural e misturas ALA 52
Figura 30: Resultados de CBR para o solo natural e misturas ALPP 52

Figura 31: Curva de compactação ALA 20%.....55
Figura 32: Curva de deformabilidade ALA 20% 55
Figura 33: Curva Mini-MCV x Pi 57
Figura 34: Corpos de prova sendo ensaiados 57
Figura 35: Classificação MCT para todas as amostras.....58
Figura 36: Gráficos de compactação 60
Figura 37: Curvas de variação dos Mini-CBR 61
Figura 38: Comparação entre os Mini-CBR com imersão e sem imersão 62

LISTA DE TABELAS

Tabela 01: Limites de Atterberg do solo natural e das misturas 47
Tabela 02: Resultados de Índice de Grupo para o solo natural e para as misturas..... 49
Tabela 03: Resultados para umidade ótima e peso específico aparente seco máximo..... 50
Tabela 04: Resultados de compactação e valores dos CBRs..... 53
Tabela 05: Valores de d' e c'..... 56
Tabela 06: Resultados para PI 57
Tabela 07: Valores de e' para todas as amostras 58
Tabela 08: Umidades teóricas de moldagem..... 59
Tabela 09: Valores de compactação das amostras..... 60
Tabela 10: Valores de Mini-CBR para o solo natural e misturas ALPP 62
Tabela 11: Relação RIS e expansão 63

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
ALA – Argila Laterítica mais Areia
ALPP – Argila Laterítica mais Pó de Pedra
ASTM – American Association for Testing and Materials
BGS – Brita Graduada Simples
c’ – coeficiente angular
CBR – California Bearing Ratio
CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente
d’ – coeficiente d’
DNER-ME – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
e’ – índice de laterização
FURG – Universidade Federal do Rio Grande
HRB – Highway Research Board
IG – Índice de Grupo
IP – Índice de Plasticidade
ISC – Índice de Suporte Califórnia
LA – Solos Lateríticos Arenosos
LA’- Solos Lateríticos Areno-argilosos
LG’- Solos Lateíticos Argilosos
LL – Limite de Liquidez
LP – Limite de Plasticidade
MCT – Miniatura Compactação Tropical
MCV – Moisture Condition Value
MEAS – Massa Especifica Aparente Seca
MH – Macadame Hidráulico
MS – Macadame Seco
NA’ – Não Laterítico Areno Argiloso
NG’ – Não Laterítico Argiloso
NS’ – Não Laterítico Silto-arenoso
Pi – Perda de Massa por Imersão
PMF – Pré-misturado a Frio
RS – Rio Grande do Sul
SAL – Solo Argiloso Laterítico
SAFL – Solos Arenosos Finos Lateríticos
SLAD – Solo Laterítico – Agregado Descontinuo
SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos
TSD – Tratamento Superficial Duplo
UNIJUÍ – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO 13
1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA 15
1.1 PAVIMENTOS ECONÔMICOS 15
1.2 ESTRUTURA DO PAVIMENTO ASFÁLTICO 17
1.3 MATERIAIS USADOS NA PAVIMENTAÇÃO 18
1.3.1 Materiais Pétreos 18
1.3.2 Materiais Terrosos 19
1.4 FORMAÇÃO DOS SOLOS 19
1.5 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS 20
1.5.1 Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS 21
1.5.2 Sistema Rodoviário de Classificação - HRB/AASHTO 24
1.5.3 Classificação MCT 26
2 METODOLOGIA 28
2.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA 28
2.2 PLANEJAMENTO DA PESQUISA 28
2.3 MATERIAIS 28
2.3.1 Solo 28
2.3.2 Areia 29
2.3.3 Pó de Pedra 29
2.3.4 Misturas 29
2.4 ENSAIOS LABORATORIAIS – METODOLOGIA TRADICIONAL 30
2.4.1 Preparação das Amostras 30
2.4.2 Análise Granulométrica das Amostras 31
2.4.3 Consistência do solo – Limites de Atterberg 32
2.4.4 Compactação do Solo 34
2.4.5 Índice de Suporte Califórnia (ISC) 36
2.5 ENSAIOS LABORATÓRIAIS – METODOLOGIA MCT 37
2.5.1 Ensaios da Sistemática MCT 37
2.5.2 Ensaio de Compactação Mini-Proctor (M1) 37
2.5.3 Ensaio de Mini-CBR e Expansão (M2) 38

2.5.4 Ensaio de Compactação Mini-MCV (M5) 39
2.5.5 Ensaio da Perda de Massa por Imersão (M8) 42
2.5.6 Classificação Geotécnica MCT (M9) 43
3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS 45
3.1 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA 45
3.2 LIMITES DE ATTERBERG 47
3.3 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO E DAS MISTURAS 48
3.3.1 Sistema Unificado de Classificação de Solo – SUCS 48
3.3.2 Sistema Rodoviário de Classificação (HRB/AASHTO) 49
3.4 COMPACTAÇÃO 49
3.5 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC/CBR) 52
3.6 ENSAIOS SISTEMÁTICA MCT 54
3.6.1 Ensaio de Compactação Mini-MCV (M5) 54
3.6.2 Ensaio da Perda de Massa por Imersão (M8) 56
3.6.3 Classificação Geotécnica MCT (M9) 58
3.6.4 Ensaio de Compactação Mini-Proctor (M1) 59
3.6.5 Ensaio Mini-CBR e Expansão (M2) 61
CONCLUSÃO 64
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 67

INTRODUÇÃO

O Brasil é um país que tem a maior parte de sua produção escoada por rodovias, sendo este o sistema mais caro de transporte e o que mais necessita de reparos e manutenções. A responsabilidade pela implantação e manutenção das malhas viárias está nos poderes públicos: federal, estadual e municipal, mas devido a crises e a falta de recursos financeiros, poucos investimentos são feitos. Os reflexos dessa situação são sentidos nos altos custos dos transportes rodoviários pagos no Brasil.

As técnicas usadas para estudos geotécnicos que visam à elaboração de projetos rodoviários assim como os métodos aplicados no dimensionamento de pavimentos e classificação de materiais seguem as mesmas diretrizes gerais elaboradas por órgãos de países como os da Europa e Estados Unidos. Nestes países as condições climáticas são distintas das encontradas no Brasil. Como o clima é um fator preponderante na formação dos solos por processos de intemperismo físico, químico e biológico, entre outros, aplicados às suas respectivas rochas de origem, essas metodologias de dimensionamento e classificação apresentaram algumas incongruências quando aplicadas em países de clima tropical e úmido como o Brasil.

Além do mais, os altos custos financeiros de transporte de agregados naturais obtidos cada vez mais distantes assim como de agregados produzidos por britagem de rocha, somados aos custos dos passivos ambientais dessas soluções, vêm incentivando a busca de materiais alternativos, comumente desprezados para esse fim pelas citadas metodologias tradicionais, especialmente para a pavimentação de vias de baixo volume de tráfego.

Com o intuito de aprimorar o conhecimento dos solos tropicais para uso em pavimentos, desenvolveu-se no estado de São Paulo uma nova sistemática para a classificação dos solos: a Metodologia MCT proposta por Nogami e Villibor, fundamentada a partir da constatação de peculiaridades de comportamento observadas em camadas de pavimentos

constituídos de solos finos. Esta nova metodologia possibilitou a implantação de diversas rodovias de baixo volume de tráfego e de vias urbanas por todo o estado de São Paulo. O êxito dado à inovação permitiu a sua aplicação para todas as regiões de clima tropical.

O uso de solos na engenharia é uma técnica usualmente conhecida, e seus estudos tecnológicos são frequentemente tema de muitas pesquisas. Sendo um material abundantemente encontrado em todas as regiões e com menor valor de aquisição, é de grande importância o conhecimento de suas propriedades para o seu melhor aproveitamento.

Razões que fundamentam a pesquisa de novos materiais para a pavimentação são temas de noticiários no Rio Grande do Sul:

“Apenas 7,2% das rodovias gaúchas — estaduais, federais e vicinais — são pavimentadas. Isso é bem menos do que a média brasileira, de quase 13 quilômetros asfaltados em cada cem, ou seja, os gaúchos figuram na lanterna em um país que já está longe de ser um exemplo” (Zero Hora, 2012).

“No Rio Grande do Sul, quase 15% das 497 cidades ainda não possuem um acesso pavimentado, embora as obras tenham sido contratadas há 15 anos... 74 cidades sofrem com estradas de chão batido que prejudicam o desenvolvimento local. A pavimentação foi prometida há 15 anos, mas os contratos nunca saíram do papel” (Zero Hora, 2013).

Estes fatos estão diretamente relacionados à escassez de recursos públicos e com os altos custos dos materiais usualmente empregados na pavimentação das estradas, reforçando a tese de estudo em materiais alternativos para pavimentação de rodovias de baixo tráfego, onde haveria uma redução nos custos das obras, sendo viável para os baixos orçamentos das prefeituras, destinados a pavimentação.

O objetivo do trabalho é estudar o uso de solo laterítico argiloso proveniente da cidade de Ijuí, em bases e sub-bases de pavimentos econômicos, seja no estado natural, ou misturados a areia ou a pó de pedra, avaliando seu comportamento de acordo com as metodologias tradicionais e a metodologia MCT.

O trabalho esta estruturado em três capítulos. O primeiro, a Fundamentação Teórica, é uma revisão da literatura sobre pavimentos econômicos, pavimentos flexíveis, os materiais usuais na pavimentação, a formação dos solos e sobre as classificações tradicionais e a classificação MCT. O segundo capítulo, Metodologia, fala sobre os ensaios em laboratório, as normas técnicas e os procedimentos. O terceiro capítulo, Apresentação e Analise dos Resultados, é a discussão de todos os resultados encontrados, comparando com as especificações normativas para uso em pavimentos. E por fim as conclusões que se obteve com o trabalho.

1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

1.1 PAVIMENTOS ECONÔMICOS

Segundo Villibor e Nogami (2009), pavimentos econômicos são caracterizados por utilizar base constituída de materiais naturais ou misturados com pequena porcentagem de agregados, cujos custos de execução são substancialmente menores do que aqueles apurados nas bases tradicionais, como: brita graduada, macadame seco, solo cimento, etc. Sua utilização é destinada a um tráfego do tipo médio.

De acordo com Wayhs (2004), nestes tempos de escassez de recursos financeiros, e com as reclamações sociais pelo aumento da qualidade e condições das vias, a pavimentação de estradas com a utilização de materiais alternativos, mais abundantes e econômicos, torna-se cada vez mais necessária.

Segundo Villibor e Nogami (2009), além dos benefícios econômicos, o uso de bases de baixo custo tem vantagens ambientais, pois as jazidas são de ocorrências naturais, permitindo a fácil obtenção e recuperação das áreas exploradas, diminuindo o dano ambiental, além de substituir os materiais utilizados em bases tradicionais, como agregados britados e cimento, que tem alto valor de exploração e degradação das áreas exploradas.

Villibor e Nogami (2009) citam como tipos de bases de baixo custo utilizados para pavimentos econômicos, os seguintes:

- Bases de SAFL (Solos Arenosos Finos Lateríticos), material de ocorrência natural;
- Bases de Solo Laterítico-Agregado:

  - ALA (Argila Laterítica - Areia): graduação fina, cujo material é constituído de mistura de argila laterítica com areia.

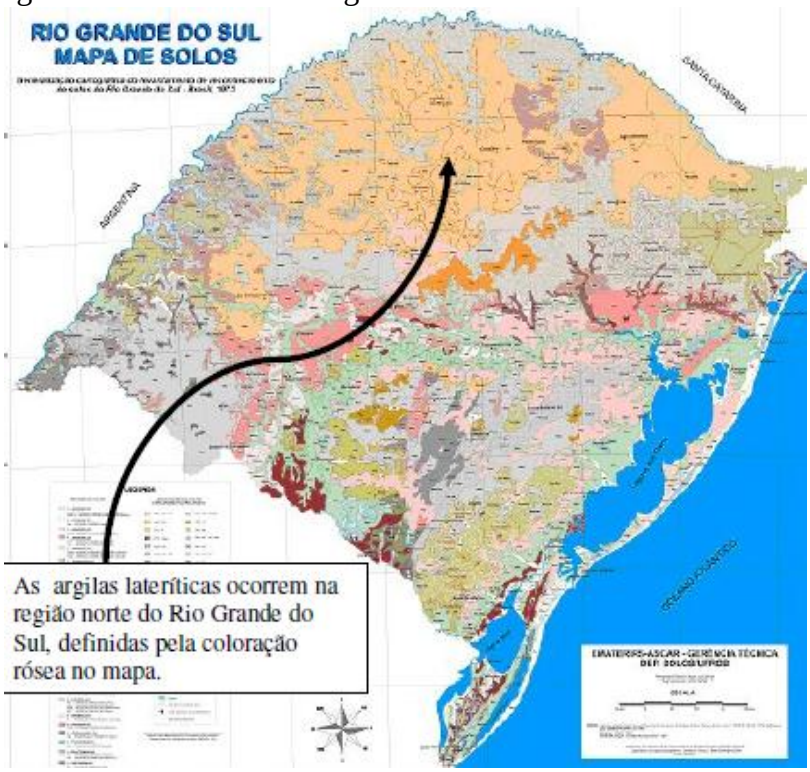
  - SLAD (Solo Laterítico – Agregado Descontinuo): graduação grossa, cujo material é constituído de mistura de solo laterítico com baixa porcentagem de agregado (brita, pedregulho ou laterita).

Os autores acima citados, ainda ilustram a ocorrência dos solos lateríticos no Brasil. “Áreas de solos lateríticos arenosos (LA e LA’) e argilosos (LG’) perfazendo 65% do território brasileiro” (2009, p.206), como mostra a Figura 01. Nestas áreas ocorrem jazidas promissoras pra a obtenção do solo para a execução das bases e sub-bases de pavimentos econômicos. A Figura 02 mostra a ocorrência de argilas lateríticas no estado do Rio Grande do Sul.

Figura 01: Ocorrência de solos finos arenosos e argilosos, de comportamento laterítico, no Brasil.

Fonte: Villibor e Nogami (2009, p.206)

Figura 02: Ocorrência de argilas lateríticas no Rio Grande do Sul



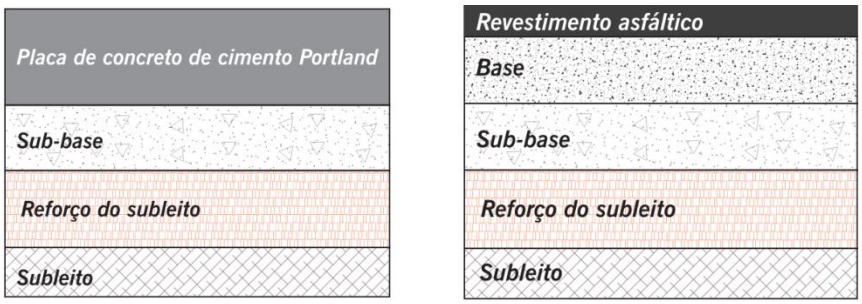
Fonte: Streck et al. (2008, p.149)

1.2 ESTRUTURA DO PAVIMENTO ASFÁLTICO

Segundo Bernucci et al. (2006), pavimentos são um sistema de sobreposição de camada sobre uma fundação chamada de subleito, em que seu comportamento estrutural depende da espessura de cada uma das camadas.

Na prática da engenharia existem dois tipos de pavimentos: os rígidos e os flexíveis (Figura 03). De acordo com Bernucci et al. (2006), os rígidos são normalmente constituídos por uma camada de revestimento de concreto de cimento Portland, sobre uma sub-base, esta apoiada sobre um subleito ou reforço de subleito se necessário. Já os pavimentos flexíveis são constituídos por camada superficial asfáltica (revestimento), apoiada sobre uma camada de base, de sub-base e uma de reforço de subleito.

Figura 03: Estrutura dos pavimentos

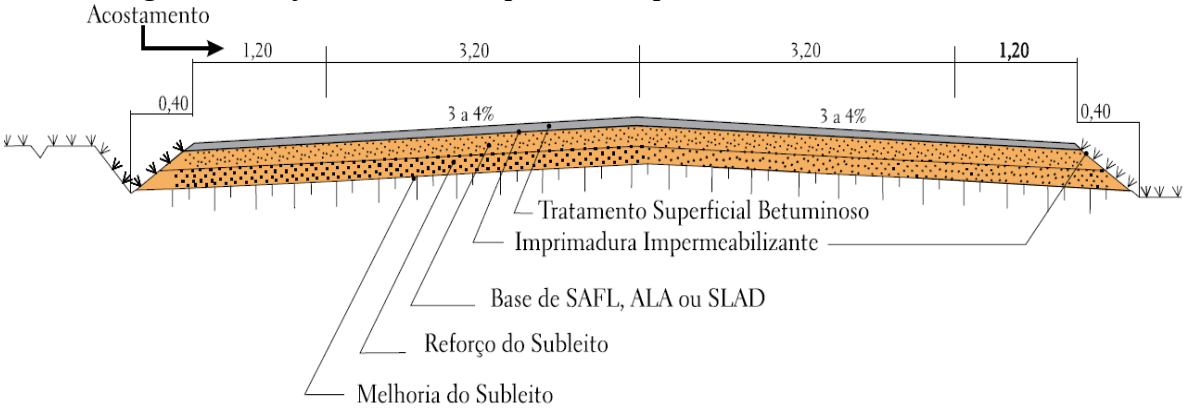


(a) Rígido (b) Flexível

Fonte: Bernucci et al. (2006, p. 337 e 338)

Villibor e Nogami (2009) exemplificam uma seção transversal típica de um pavimento econômico, como mostrado na Figura 04:

Figura 04: Seção transversal típica de um pavimento econômico rodoviário



Fonte: Villibor e Nogami (2009, p.201)

Segundo Echeverria (2012), as camadas podem ser diferenciadas como:

- Subleito: é o terreno de fundação do pavimento, pode ser a estrada o que será pavimentada, ou a terraplenagem executada;
- Reforço de subleito: é uma camada com material superior em termos de resistência, comparando-se ao material encontrado no subleito, com a finalidade de adequar o subleito ao recebimento das camadas superiores e solicitações;
- Sub-base: é a camada complementar à base, quando por circunstâncias técnico-econômicas não for aconselhável construir a base sobre o reforço;
- Base: é a camada destinada a receber e distribuir uniformemente os esforços oriundos do tráfego sobre o qual se constrói o revestimento. Deve garantir que as tensões de flexão no revestimento não leve ao trincamento prematuro.
- Revestimento: é a camada tanto quanto possível impermeável, que recebe diretamente a ação do rolamento dos veículos e destinada a melhorá-la, quanto à comodidade e segurança, resistir ao desgaste, aos esforços verticais e horizontais.

A principal função destes pavimentos é resistir e distribuir esforços verticais solicitados pelo trafego para o subleito, garantindo as condições de conforto e segurança, e tornando durável a superfície de rolamento.

De acordo com Bernucci et al. (2006), os principais tipos de bases usados na pavimentação são: brita graduada simples (BGS), macadame (MS), solo arenoso fino laterítico (SAFL), solo argiloso laterítico (SAL). E para revestimentos temos: concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), tratamento superficial duplo (TSD), pré-misturados a frio (PMF), Lama asfáltica, etc.

1.3 MATERIAIS USADOS NA PAVIMENTAÇÃO

Dentre os materiais utilizados na pavimentação, podemos separá-los em dois grupos: pétreos e terrosos.

1.3.1 Materiais Pétreos

Segundo DNIT (2006), materiais pétreos usados em pavimentação, normalmente são conhecidos sob a denominação de agregados, podem ser naturais ou artificiais. Os primeiros são aqueles utilizados como se encontram na natureza, como o pedregulho, os seixos rolados,

as britas, etc., já os segundos compreendem os que necessitam uma transformação física e química do material para sua utilização, como a escória e a argila expandida. Eles ainda podem ser classificados quanto ao tamanho e à distribuição dos grãos.

Quanto ao tamanho do grão do agregado, os agregados graúdos são os que ficam retidos na peneira nº 10 (2,0 mm): britas, cascalho, seixos, etc. O agregado miúdo é o material que passa na peneira nº 10 (2,0 mm) e fica retido na peneira nº 200 (0,075 mm): pó-de-pedra, areia. Por ultimo, o agregado de enchimento (filler) é o que passa pelo menos 65% na peneira nº 200 (0,075 mm), exemplo: cal extinta, cimento Portland, cinza volante.

Quanto à graduação ou distribuição dos grãos: o agregado de distribuição densa é aquele que apresenta uma curva granulométrica de material bem graduada e contínua, com quantidade de material fino, suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores. Os agregados de graduação aberta são aqueles que apresentam uma curva granulométrica de material bem graduada e contínua, com insuficiência de material fino, para preencher os vazios entre as partículas maiores. Já o agregado tipo macadame é aquele que possui partículas de um único tamanho, com granulometria uniforme onde o diâmetro máximo é aproximadamente o dobro do diâmetro mínimo.

1.3.2 Materiais Terrosos

Caracterizados basicamente por solos, esses materiais são abundantes na natureza e também utilizados nas obras de pavimentação, seja no leito estradal, em terraplanagens ou em bases e sub-bases. Sua origem é da decomposição de rochas pela ação de agentes de intemperismo. Segundo o Manual de Pavimentação do DNIT (2006), considera-se como solo qualquer material que possa ser escavado com pá, picareta, escavadeira, sem necessidade de explosivos.

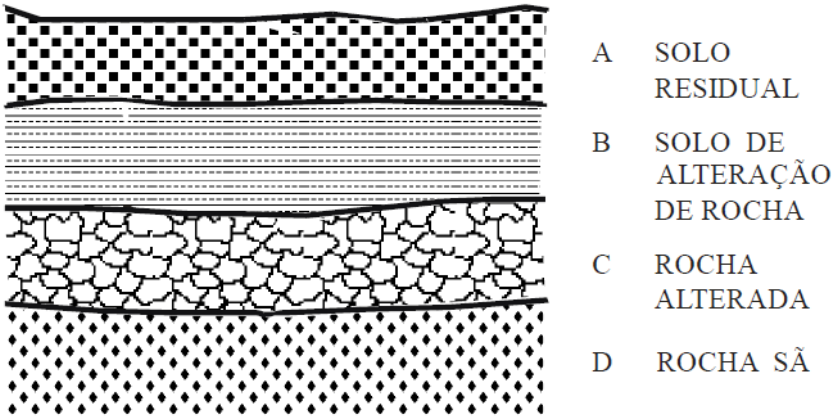
1.4 FORMAÇÃO DOS SOLOS

Segundo Pinto (2000), os solos, de acordo com sua origem, podem ser divididos em dois grandes grupos: solos residuais e solos transportados. Solos residuais são quando o produto da decomposição rochosa permanece no local da transformação, já solo transportado, como o próprio nome diz, é quando o produto da alteração é transportado para um local diferente da sua origem.

De acordo com o manual do DNIT (2006), a ação intensa do intemperismo químico nas áreas de climas quente e úmidos provoca a decomposição profunda das rochas com a formação de solos residuais, cujas propriedades dependem fundamentalmente da decomposição e tipo de rocha existente na área.

Ainda segundo DNIT (2006), não existe um limite entre o solo e a rocha que o originou. A passagem entre ele é gradativa e permite a separação de pelo menos duas faixas distintas; aquela abaixo do solo, chamada de solo de alteração de rocha, e uma acima da rocha, chamada de rocha decomposta (Figura 05).

Figura 05: Perfil resultante da decomposição das rochas



Fonte: DNIT (2006, p. 18)

Diferentemente dos solos residuais, nos solos transportados, distingue-se uma variedade especial que é o solo orgânico, no qual o material transportado está misturado com quantidades variáveis de matéria orgânica decomposta.

Os solos transportados podem ser distinguidos entre:

- Solos coluviais: solos cujo transporte deve exclusivamente à ação da gravidade, encontrados ao pé de elevações e encostas;
- Solos eólicos: depósitos ao longo do litoral, onde formam as dunas;
- Solos de aluvião: solos arrastados pelas águas e depositados nos momentos em que a corrente sofre uma diminuição na sua velocidade;
- Solos orgânicos: ocorrem em áreas de bacias e depressões continentais, nas baixadas marginais de rios e nas baixadas litorâneas.

1.5 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Segundo Pinto (2000), a diversidade e a enorme diferença de comportamento apresentada pelos diversos solos perante as solicitações de interesse da engenharia levaram ao seu natural agrupamento em conjuntos distintos, aos quais podem ser atribuídas algumas propriedades. Desta tendência racional de organização da experiência acumulada, surgiram os sistemas de classificação.

"O objetivo da classificação dos solos, sob o ponto de vista de engenharia, é o de poder estimar o provável comportamento do solo ou, pelo menos o de orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema" (PINTO, 2000, p.35).

Dentre as classificações tradicionais estão: Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS e o Sistema Rodoviário de Classificação - HRB/AASHTO. Há ainda a classificação brasileira conhecida por Classificação MCT.

1.5.1 Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS

Segundo o manual do DNIT (2006), o SUCS baseia-se na identificação dos solos de acordo com as suas qualidades de texturas e plasticidade, e agrupa-os de acordo com seu comportamento quando usados em estradas, aeroportos aterros e fundações.

Segundo Das (2007), este sistema foi proposto por Casagrande em 1942 para uso em trabalhos de construção de aeroportos sob responsabilidade do *Army Corps of Engeneers* durante a Segunda Guerra Mundial. Este sistema classifica os solos em duas amplas categorias:

1. Solos de grãos grossos que têm a natureza de pedregulhos e de areia com menos de 50% passando na peneira nº 200. Os símbolos do grupo iniciam com um prefixo G ou SG quando representa pedregulho ou solo pedregulhoso e S representa areia ou solo arenoso.
2. Solos de grãos finos são constituídos de 50% ou mais passando pela peneira nº 200. Os símbolos de grupo iniciam com prefixos M, que representam silte inorgânico; C, que representa argila inorgânica; ou O que representa siltes e argilas orgânicas. O símbolo Pt é utilizado para turfa e outros solos altamente orgânicos.

Outros símbolos utilizados são:

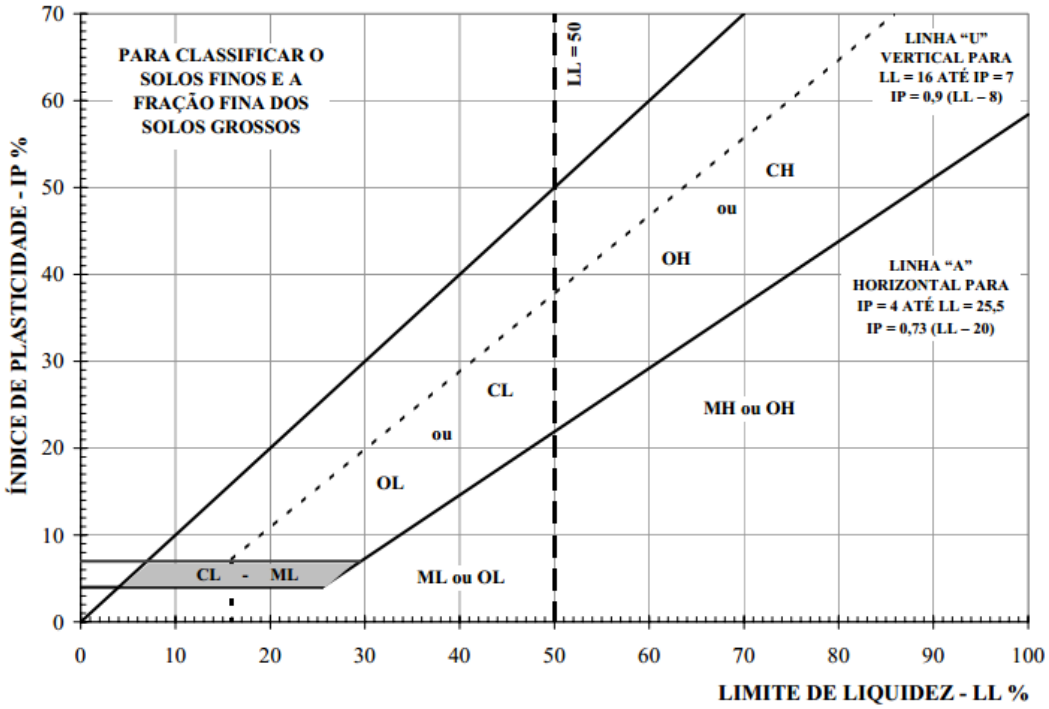
- W: bem graduados;
- P: mal graduados;

- L: baixa plasticidade (limite de liquidez abaixo de 50%);
- H: alta plasticidade (limite de liquidez acima de 50%).

Segundo Pinto (2000), os solos granulares, ou de granulação grosseira serão classificados como pedregulhos ou areias, dependendo de qual destas duas frações granulométricas predominarem. Por exemplo, se o solo tem 30% de pedregulho, 40% de areia e 30% de finos, ele será classificado como areia – S. Identificando que um solo é areia ou pedregulho, importa conhecer sua característica secundária. Se o material tiver poucos finos, menos que 5% passando na peneira nº 200, deve-se verificar como é sua composição granulométrica. Os solos granulares podem se bem graduados - W ou mal graduados - P. Nos mal graduados há predominância de partículas com certo diâmetro, enquanto nos bem graduados existem grãos ao longo de uma faixa de diâmetros bem mais extensa.

Ainda de acordo com o autor acima, quando a fração de finos é predominante, o solo será classificado como silte (M), argila (C), ou solo orgânico, não em função da porcentagem das frações granulométricas silte ou argila, pois o que determina o comportamento argiloso do solo não é o teor de argila, mas também a sua atividade. São os índices de consistência que melhor indicam o comportamento argiloso. A Figura 06 mostra a classificação de acordo com a plasticidade do solo.

Figura 06: Gráfico da plasticidade



Fonte: Echeverria (2012)

Para a classificação do grupo a que pertence o solo é necessário consultar a Tabela de Classificação SUCS (Figura 07).

Figura 07: Tabela de classificação dos solos SUCS

Critérios para estabelecer símbolos de grupos e nomes de grupos usando ensaios de laboratório [A]				Classificação do solo	
				Grupo	Nome do grupo [B]
Solos de granulometria grossa Mais de 50% do solo retido na peneira nº 200	Pedregulhos Mais de 50% de fração grossa retidos na peneira nº4	Pedregulhos limpos Menos de 5% de finos [C]	$Cu \geq 4$ e $1 \leq Cc \leq 3$ [E]	GW	Pedregulho bem graduado [F]
			$Cu < 4$ e/ou $1 > Cc > 3$ [E]	GP	Pedregulho mal graduado [F]
		Pedregulhos com finos Mais de 12% de finos [C]	Finos classificam-se como ML ou MH	GM	Pedregulho siltoso [F, G, H]
			Finos classificam-se como CL ou CH	GC	Pedregulho argiloso [F, G, H]
	Areias 50% ou mais da fração grossa passam pela peneira nº4	Areias limpas Menos de 5% de finos [D]	$Cu \geq 6$ e $1 \leq Cc \leq 3$ [E]	SW	Areia bem graduada [I]
			$Cu < 6$ e/ou $1 > Cc > 3$ [E]	SP	Areia mal graduada [I]
		Areias com finos Mais de 12% de finos [D]	Finos classificam-se como ML ou MH	SM	Areia siltosa [G, H, I]
			Finos classificam-se como CL ou CH	SC	Areia argilosa [G, H, I]
Solos de granulometria fina 50% do solo ou mais passando na peneira nº 200	Siltes e Argilas Limite de liquidez menor que 50	Inorgânicos	IP >7 e sobre ou acima da linha "A" [J]	CL	Argila pouco plástica [K, L, M]
			IP < 4 e abaixo da linha "A" [J]	ML	Silte
		Orgânicos	$\frac{LL(\text{seco em estufa})}{LL(\text{não seco em estufa})} < 0{,}75$	OL	Argila orgânica [K, L, M, N]
					Silte orgânico [K, L, M, O]
	Siltes e Argilas Limite de liquidez maior ou igual a 50	Inorgânicos	IP sobre ou acima da linha "A"	CH	Argila muito plástica [K, L, M]
			IP abaixo da linha "A"	MH	Silte elástico [K, L, M]
		Orgânicos	$\frac{LL(\text{seco em estufa})}{LL(\text{não seco em estufa})} < 0{,}75$	OH	Argila orgânica [K, L, M P]
					Silte orgânico [K, L, M Q]
Solos altamente orgânicos	Principalmente matéria orgânica, escura na cor e com odor orgânico			PT	Turfa

Fonte: ASTM, 1990

1.5.2 Sistema Rodoviário de Classificação - HRB/AASHTO

Segundo Pinto (2000), este sistema muito empregado na engenharia rodoviária em todo o mundo, foi originalmente proposto nos Estados Unidos, e é também baseado na granulometria e nos limites de Atterberg.

Segundo Das (2007), o sistema da AASHTO de classificação foi desenvolvido em 1929 como o sistema da Administração de Estradas Públicas dos Estados Unidos. Ele foi submetido a várias revisões, com a presente versão proposta pelo *Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads do Highway Research Board* em 1945 (designação da ASTM – D3282 - *American Association for Testing and Materials*).

Segundo o manual do DNIT (2006), nesta classificação os solos são reunidos em grupos e subgrupos, em função de sua granulometria, limites de consistência e do índice de grupo (IG). Na Figura 08 a seguir é mostrado o quadro de classificação dos solos. Determina-se o grupo do solo, por processo de eliminação da esquerda pra direita. O primeiro grupo com o qual os valores do solo ensaiado coincidir, será a classificação correta.

Figura 08: Classificação Rodoviária dos solos

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
CLASSIFICAÇÃO EM GRUPOS	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Granulometria - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características da fração passando na peneira Nº 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 max.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltosos ou argilosos				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

* O IP do grupo A - 7 - 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

Fonte: Manual de Pavimentação - DNIT, 2006, p.58.

Para o cálculo do Índice de Grupo (IG), adota-se a seguinte Equação 1:

Equação 1: $IG = 0,2 \cdot a + 0,005 \cdot a \cdot c + 0,01 \cdot b \cdot d$

Onde:

a = porcentagem do solo que passa na peneira nº 200 menos 35%. Se o valor de “a” for negativo adota-se zero, e se for superior 40, adota-se este valor como limite máximo.

b = porcentagem do solo que passa na peneira nº 200 menos 15%. %. Se o valor de “b” for negativo adota-se zero, e se for superior 40, adota-se este valor como limite máximo.

c = valor do limite de liquidez menos 40%. Se o valor de “c” for negativo adota-se zero, e se for superior a 20, adota-se este valor como limite máximo.

d = valor do índice de plasticidade menos 10%. Se o valor de “d” for negativo adota-se zero, e se for superior a 20, adota-se este valor como limite máximo.

Segundo o manual do DNIT (2006), cada grupo se caracteriza como:

Grupo A-1: material constituído de mistura bem graduada de fragmentos de pedra ou pedregulho, areia grossa, areia fina, entre outros.

Grupo A-2: este grupo abrange os materiais tais como pedregulho e areia grossa, em que o teor de silte e o índice de plasticidade ultrapassam os limites estabelecidos para o Grupo A-1, e ainda areia fina com silte não plástico excedendo os limites do Grupo A-3.

Grupo A-3: material típico é a areia fina de praia ou de deserto, sem silte ou argila. Também inclui misturas de areia fina mal graduada e quantidades limitadas de areia grossa e pedregulho depositado pelas correntes.

Grupo A-4: o solo típico deste grupo é siltoso não plástico, ou moderadamente plástico, possuindo, geralmente, 5% ou mais passando na peneira nº200. Incluem também misturas de solo fino siltoso com até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira nº200.

Grupo A-5: solo semelhante ao que foi descrito no A-4, exceto que ele é altamente elástico, conforme indica seu elevado limite de liquidez.

Grupo A-6: solo argiloso e plástico, tendo geralmente 75% ou mais de material passando na peneira nº 200. O grupo também inclui misturas de solos finos argilosos, podendo conter até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira nº200.

Grupo A-7: solo semelhante ao descrito no grupo A-6, com a diferença que possui as características de alto limite de liquidez, podendo ainda ser elástico e estar sujeito à elevada mudança de volume.

1.5.3 Classificação MCT

De acordo com Bernucci et al. (2006), com o desenvolvimento dos países de clima tropical, e consequentemente com o elevado número de obras geotécnicas de vulto, como estradas, barragens e aterros, observou-se uma incongruência entre as propriedades esperadas dos solos finos e as que realmente eles exibiam. Conceitos de geologia e pedologia passaram a ser importantes a geotecnia no sentido de se compreender o mecanismo diferenciador na formação dos solos existentes nas regiões tropicais e sua influencia no comportamento geotécnico.

Segundo Villibor e Nogami (2009), no Brasil os organismos responsáveis pela construção de pavimentos seguem o que recomendam as normas e instruções do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), as quais, por sua vez, se baseiam nas normas de entidades norte-americanas. Eles ainda afirmam que tais normas resultaram de estudos do comportamento de rodovias e pistas experimentais situadas nos Estados Unidos e envolvem fixação de condições empíricas válidas para ambientes e solos mais representativos daquele País. Nelas não se consideram, portanto, as peculiaridades relacionadas com as condições e com os solos mais frequentes no Brasil, onde, tanto os solos quanto os climas predominantes, podem ser englobados, genericamente, como do tipo "tropical úmido". Ou seja, os Solos Tropicais.

"O desenvolvimento da nova Sistemática MCT permitiu um amplo estudo geotécnico dos solos finos (100% passantes na peneira de 2,00 mm), que são de interesse para diversas aplicações rodoviárias" (Villibor e Nogami, 2009, p.39).

De acordo com Bernucci et al. (2006), a principal finalidade da classificação foi separar solos de comportamento laterítico – Solos Lateríticos, (representados pela letra L), daqueles de comportamento não-laterítico – Solos Saprolíticos, (representados pela letra N), uma vez que os lateríticos exibem propriedades peculiares como elevada resistência, baixa expansibilidade apesar de serem plásticos, e de baixa deformabilidade.

Segundo Villibor e Nogami (2009), a sistemática caracteriza-se pela utilização de corpos de prova cilíndricos, com dimensões reduzidas, com diâmetro de 50mm e de altura igual ou próxima desta medida, por isso designados "Miniatura" (M). Obtidos em laboratório por compactação (C) e desenvolvida para solos tropicais (T), justifica o uso da abreviatura MCT (Miniatura Compactação Tropical).

"Esta classificação veio permitir a verificação do comportamento laterítico, ou não, dos solos e dar subsídios à avaliação das propriedades mecânicas e hídricas dos solos típicos

dos climas tropicais úmidos" (Villibor e Nogami, 2009, p.53). Com esta sistemática, muitos solos considerados inadequados para bases de pavimentos pelas classificações tradicionais, possuíam frequentemente, elevada capacidade de suporte.

De acordo com Johnston (2010), pela classificação MCT os solos tropicais podem ser classificados como:

NA – não laterítico arenoso. São areia, siltes e misturas de areia e silte onde os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica, praticamente sem finos argilosos coesivos e siltes caoliníticos. Possuem pequena capacidade de suporte, quando compactados.

NA' – não laterítico areno argiloso. Misturas de areia quartzosas com finos passando na peneira nº 200. Solos saprolíticos originados de rochas ricas em quartzo como granitos, gnaisses, arenitos e quartzitos impuros.

NS' – não laterítico silto-arenoso. Saprolítico resultante de intemperismo tropical nas rochas eruptivas e metamórficas. Caracterizam-se por possuírem baixa capacidade de suporte quando imersos em água depois de compactados.

NG' – não laterítico argiloso. Solos saprolíticos originados de rochas sedimentares argilosas.

LA – solos lateríticos arenosos. Apesar de possuírem elevada capacidade de suporte e módulo de resiliência elevado, tornam-se indesejáveis para pavimentos econômicos porque quando devidamente compactados podem ser permeáveis pouco coesivos e pouco contráteis quando secos.

LA' – solos lateríticos areno-argilosos. Conhecidos pedológicamente no Brasil por latossolos arenosos. Possuem elevada capacidade quando compactados, elevado módulo de resiliência, baixa permeabilidade, pequena expansão por imersão em água, podendo ser utilizados em bases e sub-bases de pavimentos.

LG' – solos lateríticos argilosos. Conhecidos pedológicamente por latossolos, solos podzólicos e terra roxa estruturada. Apresentam propriedades similares às do solo LA' quando possuem porcentagem elevada de grão de areia.

2 METODOLOGIA

2.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA

Esta pesquisa pode ser classificada como APLICADA.

Quanto aos procedimentos é uma pesquisa QUANTITATIVA

Do ponto de vista da forma de abordagem a pesquisa pode ser classificada como EXPLICATIVA, BIBLIOGRÁFICA e EXPERIMENTAL.

2.2 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

Finalizada a fundamentação teórica, foram coletadas as amostras de materiais, solo natural, areia e pó de pedra, sendo preparadas e caracterizadas, para a utilização nos ensaios de laboratório. Foram determinadas as proporções de misturas de solo e areia e solo e pó de pedra. Estas misturas foram submetidas a ensaios laboratoriais para a avaliação das suas propriedades físico-mecânicas relevantes à aplicação em camadas de base e sub-base de pavimentos econômicos.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUÍ – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, e no Laboratório de Geotecnia e Concreto da FURG – Universidade Federal de Rio Grande.

Depois da análise e interpretação dos resultados dos ensaios laboratoriais foram traçadas conclusões acerca da viabilidade ou não, da utilização destes materiais como camadas de pavimentos.

2.3 MATERIAIS

2.3.1 Solo

A argila vermelha utilizada nesta pesquisa foi retirada de um corte próximo do prédio do curso de Veterinária, no campus da UNIJUÍ, na cidade de Ijuí (RS). A profundidade de extração das amostras foi em torno de 2 metros da superfície, pertencente ao horizonte B do latossolo. Ela foi armazenada em padiolas para secar ao ar, e posteriormente foram realizados os procedimentos para prepará-la aos ensaios de caracterização.

A argila vermelha utilizada no estudo foi escolhida por ter as características visuais semelhantes dos subleitos da malha viária das estradas vicinais de Ijuí e região. A Figura 09 mostra a retirada do solo do talude.

Figura 09: Retirada de solo do talude próximo ao prédio da Engenharia Civil

Fonte: Autoria própria

2.3.2 Areia

A areia que foi utilizada para as misturas é uma areia aluvial de graduação média a fina de procedência da cidade de Santa Maria, utilizada normalmente nas obras de construção civil da região. Esta areia foi encolhida por ser aquela com mais baixo preço de aquisição na região.

2.3.3 Pó de Pedra

O pó de pedra utilizado na pesquisa é proveniente de pedreira localizada no município de Coronel Barros, propriedade da empresa Bripav - Britagem e Pavimentação Ltda.

2.3.4 Misturas

A mistura de solo natural e areia (ALA) e de solo natural e pó de pedra (ALPP), foram definidas nas seguintes proporções:

- ALA 20%: 80% de solo natural e 20% de areia;
- ALA 30%: 70% de solo natural e 30% de areia;
- ALA 40%: 60% de solo natural e 40% de areia;
- ALPP 20%: 80% de solo natural e 20% de pó de pedra;
- ALPP 30%: 70% de solo natural e 30% de pó de pedra;
- ALPP 40%: 60% de solo natural e 40% de pó de pedra.

2.4 ENSAIOS LABORATORIAIS – METODOLOGIA TRADICIONAL

2.4.1 Preparação das Amostras

De acordo com a NBR 6457 (1986), a preparação das amostras de solos é necessária para os ensaios de compactação e caracterização (análise granulométrica, determinação dos limites de consistência, massa específica aparente).

Segundo a norma descrita acima, as amostras para os ensaios de compactação devem ser preparadas da seguinte forma:

I. As amostras podem ser secas ao ar, até próximo da umidade hidroscópica, sem necessidade de estufa.
II. Após a secagem é necessário desmanchar os torrões com o auxilio de um almofariz e uma mão de gral recoberta de borracha, que evita a quebra dos grãos.
III. É necessário verificar se toda a amostra passa na peneira nº 4 (4,8 mm de abertura).

Ainda de acordo com a NBR 6457 (1986), as amostras para os ensaios de caracterização devem ser preliminarmente preparadas de acordo com os passos descritos abaixo:

I. Secar as amostras ao ar até próximo à umidade higroscópica;
II. Desmanchar os torrões e homogeneizar a amostra;
III. Com o auxilio de um repartidor ou pelo quarteamento, reduzir a quantidade de material até obter uma quantidade suficiente para a realização do ensaio.

Para os ensaios de análise granulométrica, é necessário passar a amostra preparada na peneira 76 mm, o que ficar retido é desprezado.

Para os ensaios de limite de liquidez e de plasticidades, é necessário passar a amostra na peneira nº40 (0,42 mm), de modo a se ter cerca de 200g de material passado.

Para os ensaios de determinação da massa específica dos grãos de solo é necessário passa a amostra na peneira nº4 (4,75 mm), de modo a ter cerca de 500g de material passado.

2.4.2 Análise Granulométrica das Amostras

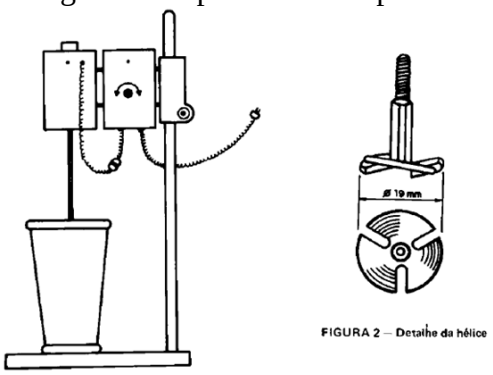
"A análise granulométrica é a determinação da faixa de tamanho das partículas presentes em um solo, expressa como uma porcentagem do peso total seco." (Das, 2007, p.22). Há dois métodos utilizados para a determinação da granulometria dos grãos: o ensaio de peneiramento (para partículas maiores que 0,075 mm de diâmetro) e o ensaio de sedimentação (para partículas menores que 0,075 mm de diâmetro).

Seguindo a NBR 7181 (1984), a amostra preparada de acordo com a NBR 6457 (1986), deve ser passada na peneira nº 10 (2,00 mm), tomando a precaução de desmanchar com a ajuda de um almofariz os torrões retidos, retendo na peneira somente os grãos maiores que a abertura da malha. O material que ficar retido deve ser lavado na peneira, a fim de eliminar o material fino aderente, após o mesmo é levado a secar em estufa. Este material obtido será usado no peneiramento grosso.

O material passado na peneira nº10 é utilizado para o ensaio de sedimentação. É tomado cerca de 120g, no caso de solos arenosos, ou 70g no caso de solos siltosos e argilosos. Esse material é pesado em balança de precisão e anotado seu valor. Após o mesmo é transferido pra um béquer de 250 cm³ e misturado com defloculante, cerca de 125 cm³ de solução de hexametafosfato de sódio. Após agitar o béquer até todo o material ficar imerso e deixa em repouso por no mínimo 12 horas.

Após o tempo definido, colocar todo o material da mistura no copo de dispersão, removendo todo o material aderido ao béquer, adicionar água destilada e ligar o aparelho por 15 minutos (Figura 10).

Figura 10: Aparelho de dispersão



Fonte: NBR 7181 (1984, p.3)

Transferir todo o material para uma proveta, colocar água destilada até a marca de 1000 cm³, agitar todo o conteúdo por 1 min. Imediatamente após a agitação, colocar a profeta sobre uma mesa e medir a exata hora de inicio da sedimentação, mergulhar o densímetro e fazer as leituras. Os tempos de leitura são: 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, e 30 minutos, e 1, 2, 4, 8, e 24 horas, a contar do inicio da sedimentação.

Terminadas as leituras, todo o material da proveta deve ser lavado na peneira nº 200 (0,075 mm), o que ficou retido é seco em estufa e depois peneirado nas peneiras; nº 16, 30, 40, 60, 100 e 200. Anotar os pesos das massas retidas em cada peneira.

De acordo com a NBR 7181 (1984), o peneiramento grosso ocorre da seguinte forma: o material retido na peneira nº 10 (2,0 mm) é pesado e peneirado nas peneiras nº 50, 38, 25, 19, 9.5 e 4.

Com os resultados obtidos a partir da sedimentação, do peneiramento fino e do peneiramento grosso é possível montar a curva de granulometria do material estudado.

2.4.3 Consistência do solo – Limites de Atterberg

Segundo Das (2007), quando minerais de argila estão presentes em um solo com granulação fina, este pode ser moldado na presença de alguma umidade sem esfarelar. Essa propriedade coesiva é causada pela absorção da água que circunda as partículas de argila. O cientista sueco chamado Atterberg, desenvolveu um método para descrever a consistência de solos com grãos finos e teor de umidade variável.

De acordo com o teor de umidade presente no solo, seu comportamento pode ser dividido em quatro etapas: sólido, semi-sólido, plástico e líquido. O teor de umidade no ponto de transição do estado semi-sólido para o estado plástico é o limite de plasticidade (LP), e o ponto de transição do estado plástico para o estado líquido é o limite de liquidez (LL).

Segundo a NBR 6459 (1984), o limite de liquidez é obtido de acordo com a execução descrita abaixo:

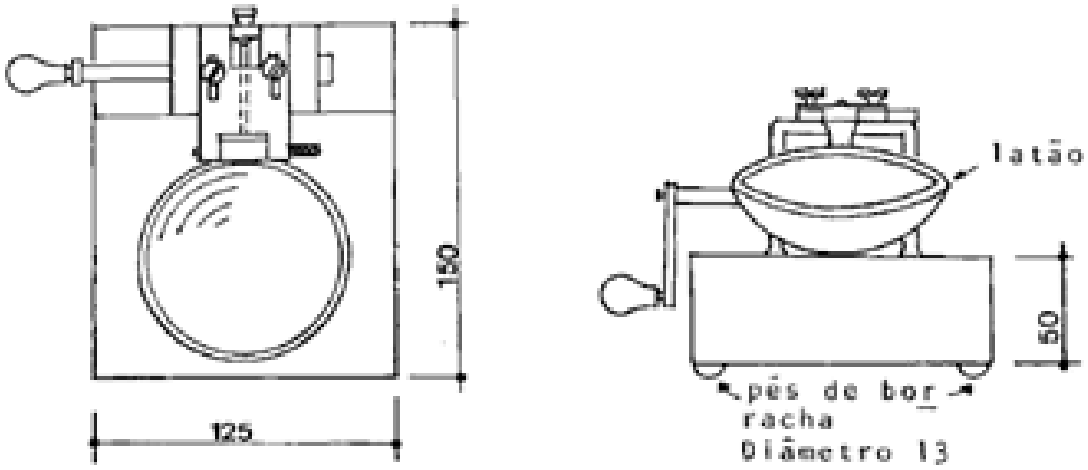
I. A amostra preparada é colocada em uma cápsula de porcelana, adicionada água destilada, onde a partir de movimentos de amassamento é conseguida uma pasta homogênea.
II. A pasta é transferida para o equipamento, (Figura 11) onde é feita uma ranhura no centro da concha, com a ajuda de um cinzel.
III. A manivela do aparelho é então girada, fazendo com que a concha bata contra a base. Anota-se o numero de golpes necessários para que as bordas da ranhura unam-se.

IV. Uma amostra do material é coletada para verificar a umidade.

V. O restante do material é ensaiado novamente, a fim de se obter no mínimo três pontos, cobrindo um intervalo de 35 a 15 golpes.

VI. Com os resultados obtidos, construir um gráfico no qual as ordenadas são os números de golpes e as abcissas são os teores de umidade, ajustar uma reta sobre os valores. A umidade correspondente a 25 golpes será o limite de liquidez.

Figura 11: Aparelho para determinação do limite de liquidez



Fonte: NBR 6459 (1984, p.2)

Segundo a NBR 7180 (1984) o limite de plasticidade é obtido de acordo com a execução descrita abaixo:

I. A amostra preparada é colocada em uma cápsula de porcelana, adicionada água destilada, onde a partir de movimentos de amassamento é obtida uma pasta homogênea.

II. Toma-se 10g da pasta e forma uma bolinha, esta deve ser rolada sobre uma placa de vidro com a palma da mão até dar forma a um cilindro.

III. Se a amostra se fragmentar antes de atingir 3 mm, retorna-la a capsula e adiciona mais água, homogeneizar e refaz o procedimento.

IV. Se a amostra atingir 3 mm sem fragmentar, amassar o material e repetir o procedimento, se ela se fragmentar, levar a estufa para obtenção da umidade.

V. Repetir a operação até obter no mínimo três umidades.

VI. O resultado será a média de pelo menos três resultados de umidade considerados satisfatório. Deve ser expresso em porcentagem.

De acordo com a norma descrita acima, na impossibilidade de se obter o cilindro com 3 mm de diâmetro, o solo pode ser considerado como não plástico (NP).

O índice de plasticidade (IP) será dado pela Equação 2.

Equação 2: $IP = LL - LP$

Onde:

LL: Limite de Liquidez

LP: Limite de Plasticidade

2.4.4 Compactação do Solo

Segundo Das (2007), a compactação é a densificação do solo por meio da remoção dos vazios, o que requer a utilização de energia mecânica. O grau de compactação dos solos é medido de acordo com seu peso específico aparente seco. A água ao ser adicionada no solo atua como um agente de amolecimento das partículas do solo, que deslizam umas sobre as outras e se posicionam em uma formação compacta e de alta densidade.

A NBR 7182 (1986) – Ensaio de Compactação descreve como determinar a relação entre o teor de umidade e a massa especifica aparente seca de solos quando compactados, de acordo com as especificações que serão descritas a seguir.

Serão necessários para os ensaios dois cilindros, um pequeno (cilindro de Proctor) e um cilindro grande (cilindro de CBR) e dois soquetes (pequeno e grande), como mostra a Figura 12. As energias de compactação são descritas no quadro da Figura 13.

Figura 12: Soquetes e cilindros

Fonte: Autoria própria (2013)

Figura 13: Energias de compactação

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

Fonte: NBR 7182 (1986, p.6)

A execução do ensaio inicia-se com a separação de cinco amostras iguais de solo. A primeira amostra é ensaiada com a adição de água, de forma a se obter um teor de umidade de 5% abaixo da umidade ótima presumível. Após a homogeneização o material é compactado, de acordo com a energia de compactação escolhida, e tamanho do soquete, o número de camadas e de golpes correspondentes. Após a compactação da última camada remove-se o cilindro de sua base e pesa-se o conjunto. Também é necessário tirar uma amostra da compactação pra saber a umidade.

As próximas amostras são compactadas com um adicional de 2% de umidade em relação à primeira. As porções ensaiadas devem ser desprezadas e dos cinco pontos obtidos ao final do ensaio, dois devem estar no ramo seco, um próximo à umidade ótima, e dois no ramo úmido da curva de compactação.

Para a determinação da massa especifica aparente seca, utiliza-se a Equação abaixo:

$$\text{Equação 3}: \quad Ys = \frac{Ph \times 100}{V(100 + h)}$$

Onde:

Ys: massa específica aparente seca, em g/cm³;

Ph: peso úmido do solo compactado, em g;

V: volume útil do molde cilíndrico, em cm³;

h: teor de umidade do solo compactado, em %.

A partir dos resultados encontrados é possível traçar a curva de compactação, onde a abcissa são os teores de umidade, e a ordenada às massas específica aparente seca. A curva deve ter um formato aproximadamente parabólico. A massa especifica aparente seca máxima será a ordenada máxima da curva, e a umidade ótima o valor correspondente na curva ao ponto de massa especifica aparente seca máxima.

2.4.5 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

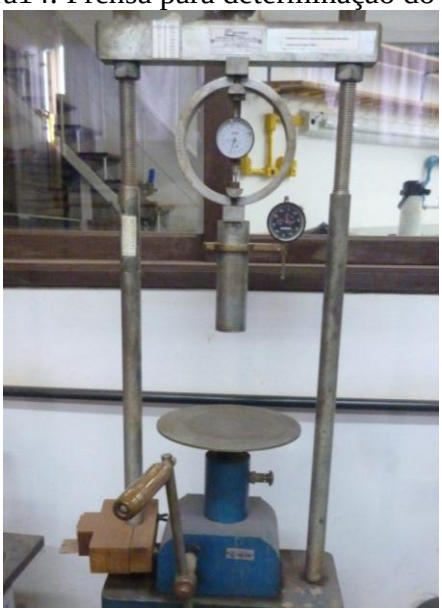
O Índice de Suporte Califórnia representa a capacidade de suporte do solo se comparado com a resistência à penetração de uma haste de cinco centímetros de diâmetro em uma camada de pedra britada, considera como padrão (ISC = 100%).

De acordo com a NBR 9895 (1987), para esse ensaio usa-se cilindro e soquete grande, nas três energias: normal, intermediaria e modificada, respectivamente: 12, 26 e 55 golpes por camada, num total de cinco camadas.

As amostras devem ser compactadas na umidade ótima, encontradas no ensaio de compactação, ou então em cinco pontos próximos desta umidade. Depois de compactados os moldes são pesados e levados para a imersão em água por quatro dias, com um extensômetro, para a medição da expansão.

Após o termino da imersão, o corpo-de-prova é levado para o ensaio de penetração em uma prensa (Figura 14). A partir deste ensaio é possível traçar a curva pressão aplicada pelo pistão versus penetração do pistão.

Figura14: Prensa para determinação do CBR



Fonte: Autoria própria (2013)

2.5 ENSAIOS LABORATÓRIAIS – METODOLOGIA MCT

2.5.1 Ensaios da Sistemática MCT

Os ensaios que fazem parte desta sistemática, segundo Villibor e Nogami (2009), são:

M1 – Ensaio de Compactação Mini-Proctor;

M2 – Ensaio Mini-CBR e Expansão;

M3 – Ensaio de Contração;

M4 – Ensaios de Infiltrabilidade e Permeabilidade;

M5 – Ensaio de Compactação Mini-MCV;

M6 – Ensaio de Penetração da Imprimadura Betuminosa;

M7 – Ensaio Mini-CBR de Campo – Procedimento Dinâmico;

M8 – Ensaio da Perda de Massa por Imersão;

M9 – Classificação Geotécnica MCT.

2.5.2 Ensaio de Compactação Mini-Proctor (M1)

Segundo Villibor e Nogami (2009), para o ensaio de Mini-Proctor utiliza-se apenas a fração de solo que passa na peneira 2,00 mm. Deve-se sempre utilizar amostras virgens e estas devem ser secas ao ar. Para a compactação usam-se dois tipos de soquete: o leve (2,27 Kg) e o pesado (4,50 Kg). Para a energia normal aplicam-se cinco golpes em cada lado do corpo de prova com o soquete pequeno em apenas uma camada, e na energia intermediária aplicam-se seis golpes em cada lado do corpo de prova em apenas uma camada. Foram fixados esses valores de golpes para possibilitar a obtenção de curvas de compactação.

Segundo a norma DNER-ME 228/94, são necessárias cinco porções de 500g de solo para o ensaio, e para cada porção adicionar água em quantidade tal que se consiga umidades sucessivamente crescentes, de cerca de 3% a 4% nos solos argilosos lateríticos. Para a compactação são pesados cerca de 200g da mistura já homogeneizada. A determinação da massa especifica aparente seca é feita de acordo com a altura do corpo de prova, após a compactação ser efetuada. É necessário recolher uma amostra para determinação da umidade.

Após a compactação os corpos de prova são utilizados para a determinação do Mini-CBR.

2.5.3 Ensaio de Mini-CBR e Expansão (M2)

Segundo a norma DNER-ME 228/94 este ensaio foi desenvolvido devido às dificuldades encontradas na avaliação expedita da capacidade de suporte de solos típicos das regiões tropicais. Várias alternativas para determinação dessa capacidade foram desenvolvidas objetivando conhecer, de maneira mais completa, as propriedades de interesse para melhor utilização dos solos tropicais.

O procedimento deste ensaio é semelhante ao CBR (ISC) tradicional, mencionado no item 2.4.5, ele apenas reque uma aparelhagem mais específica e alguns procedimentos diferenciados, como o descrito no quadro da Figura 15.

Figura 15: Comparação entre o CBR convencional e o Mini-CBR

Dados dos Ensaios			CBR	Mini-CBR
Moldes	diâmetro volume do corpo de prova		152 mm 2116 ml	50 mm 100 ml
Amostras	massa aproximada para 1 cp diâmetro máximo dos grãos		5000 g 19 mm	250 g 2 mm
Compactação	Normal:	massa do soquete altura de queda golpes (total)	2,5 kg 348 mm 168	2,27 kg 305 mm 10
	Intermediária:	massa do soquete altura de queda golpes (total)	4,5 kg 457 mm 130	4,5 kg 305 mm 12
Sobrecarga padrão			4540 g	490 g
Pistão de Penetração:		diâmetro	49,5 mm	16,0 mm
Prensa para penetração:		capacidade	44,5 kN	49 kN
Tempo de imersão padrão			96 h	24 h

Fonte: Villibor e Nogami (2009, p.45)

Além das variações descritas acima, o ensaio ainda se diferencia por usar vários teores de umidade diferenciados entre si, mas aproximados, obtendo-se assim uma curva de variação do Mini-CBR mais precisa. Também o ensaio pode ser realizado com ou sem imersão do corpo de prova, no caso de corpo de prova sem imersão à determinação da penetração é feita após 1 hora da moldagem, quando o ensaio é com imersão é semelhante ao ensaio tradicional apenas com variação na sobre carga e no tempo de imersão. Além disso, quando se pretende usar o solo para base e sub-base, deve ser usada à energia intermediária.

De acordo com Souza (2007), o ensaio de Mini-CBR com imersão e com sobrecarga é realizado para estudar o comportamento dos solos do subleito ou solos para a execução de

aterros. Já o ensaio sem imersão e sem sobrecarga é realizado quando se faz o estudo da capacidade de suporte de solos para bases, pois bases de pavimentos econômicos não recebem camadas espessas de revestimentos, ou seja, sem sobrecarga.

A Figura 16 ilustra os moldes usados para o ensaio de CBR e o ensaio de Mini-CBR.

Figura 16: Moldes para CBR e Mini-CBR

Fonte: Villibor e Nogami (2009, p. 46)

Abaixo descreve-se a Equação 3 para o cálculo da expansão, sendo a mesma da usada no ensaio de CBR tradicional:

$$\text{Equação 3:} \quad E = \frac{Lf - Li}{Lo} x100 \ (\%)$$

Onde:

E: Expansão;

Li e Lf: Leitura inicial e final do corpo de prova;

Lo: Altura inicial do corpo de prova.

2.5.4 Ensaio de Compactação Mini-MCV (M5)

O ensaio M5, é um ensaio de compactação que utiliza várias energias e o cilindro tem diâmetro de 50 mm. O processo consiste em aplicar ao corpo de prova, com um determinado teor de umidade, um número crescente de golpes até não haver acréscimo sensível em sua densidade.

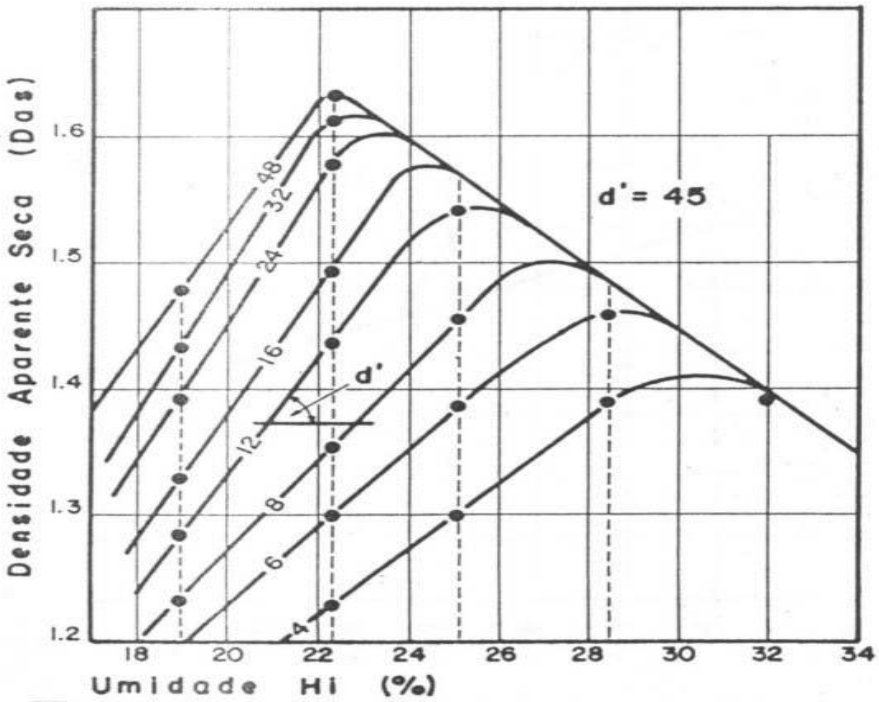
Segundo Castro (2002), quando a diferença de altura observada entre duas séries de golpes sucessivas for menor do que 0,1 mm, o número de golpes atingir 256 ou observar-se

expulsão de água do corpo de prova interrompe-se a compactação. Repete-se esse procedimento para os diferentes teores de umidade. O procedimento descrito permite a plotagem da família de curvas de compactação (Figura 17) de um mesmo solo, ou seja, o comportamento de sua massa específica aparente seca máxima, em função da umidade, para os diversos níveis de energia representados pela série de golpes aplicados.

O coeficiente d' é a inclinação, medida nas proximidades da MEASmáx, da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes do ensaio de Mini-MCV, seu valor é obtido com a escala da MEASmáx em kg/m³ e a umidade em %, pela Equação 4:

$$\text{Equação 4:} \quad d' = \frac{\Delta MEAS}{\Delta Hc}$$

Figura 17: Família de Curvas de Compactação obtidas através do ensaio de Mini-MCV

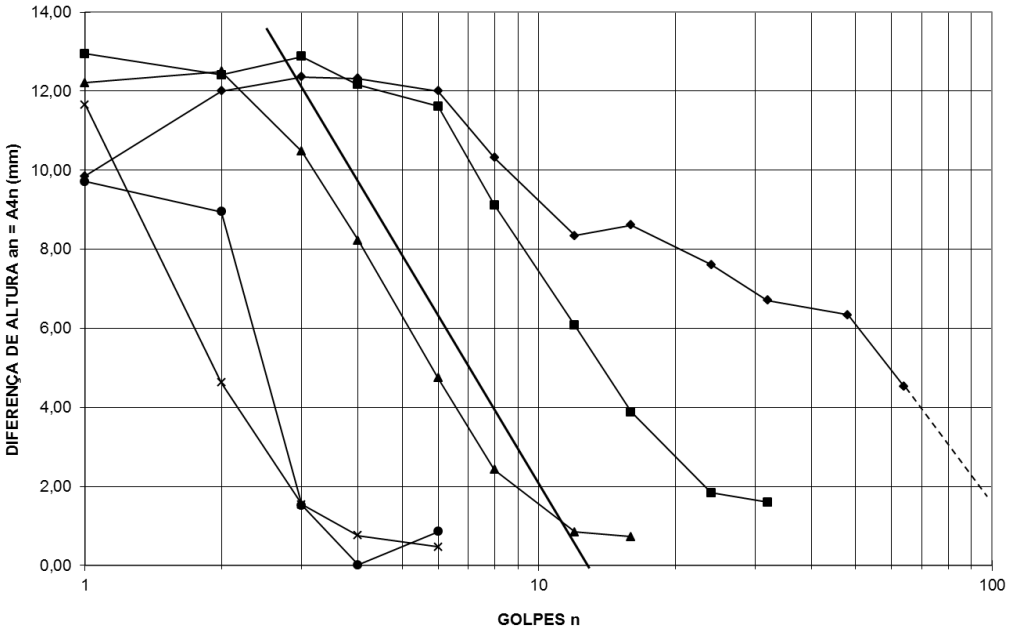


Fonte: CASTRO (2002)

Com os dados obtidos com a execução do Ensaio de Compactação Mini-MCV é também possível representar um gráfico, de escala semi-logarítmica, onde representa-se as diferenças de altura dos corpos de prova em função do número de golpes aplicados, formando as chamadas curvas de deformabilidade ou curvas Mini-MCV. É a partir das curvas de deformabilidade que se obtêm o coeficiente angular c'. Durante o ensaio são realizadas medidas da altura do corpo de prova para determinação do MEAS. A cada teor de umidade de

compactação (Hc), corresponde uma curva de deformabilidade; o coeficiente angular c' é dado pela inclinação de cada uma delas.

Figura 18: Curvas de deformabilidade



Fonte: Autoria própria (2013)

No gráfico das curvas de deformabilidade, ou curvas Mini-MCV o ponto da curva que cruza a reta de equação a = 2,0 mm, paralela ao eixo das abcissas, corresponde a um número de golpes Bi. O valor do Mini-MCV para a curva que representa o solo em um estado particular de umidade, é obtido pela Equação 5:

Equação 5: *Mini-MCV = 10 x log10 Bi*

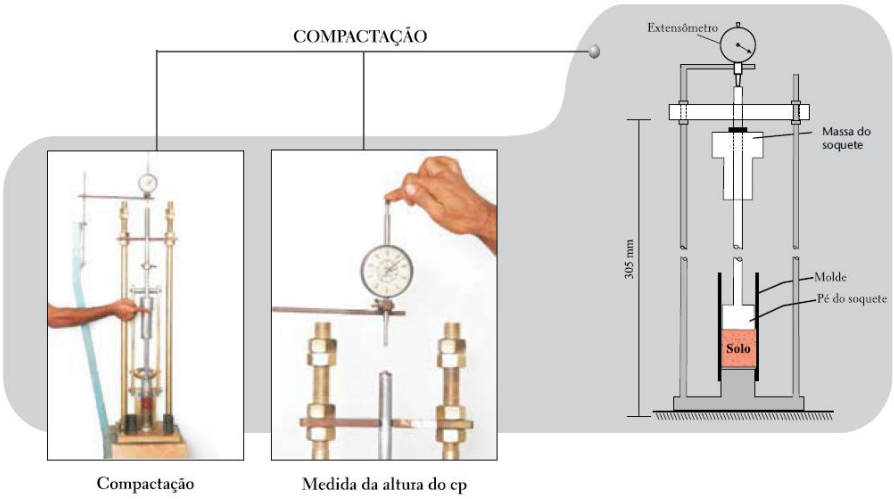
Para cada corpo de prova moldado em uma condição de umidade distinta, obtém-se um valor de Mini-MCV e, consequentemente, um valor do coeficiente c' correspondente. Para argilas ou solos argilosos, o coeficiente c' varia pouco em função da umidade. Nos solos siltoso ou arenosos o valor de c' apresenta significativas variações. Para efeitos classificatórios, na obtenção do coeficiente c' fixa-se a curva cujo Mini-MCV = 10. Como, na prática, os resultados dos ensaios dificilmente permitem o cálculo de c' diretamente, torna-se necessário proceder-se uma interpolação gráfica para obter-se esse valor.

Segundo Castro (2002), o coeficiente c' tem boa correlação com a granulometria do solo. Valores elevados de c' (acima de 1,5) caracterizam argilas e solos argilosos. Valores

intermediários de c’ (1,0< c’< 1,5) podem representar o comportamento de areias siltosas, areias argilosas, argila siltosas e argila arenosas. Valores de c’ baixos (<1,0) são característicos de areias e siltes não plásticos.

A Figura 19 apresenta uma ilustração do equipamento utilizado no ensaio de Mini-MCV.

Figura 19: Equipamento para a realização do ensaio Mini-MCV

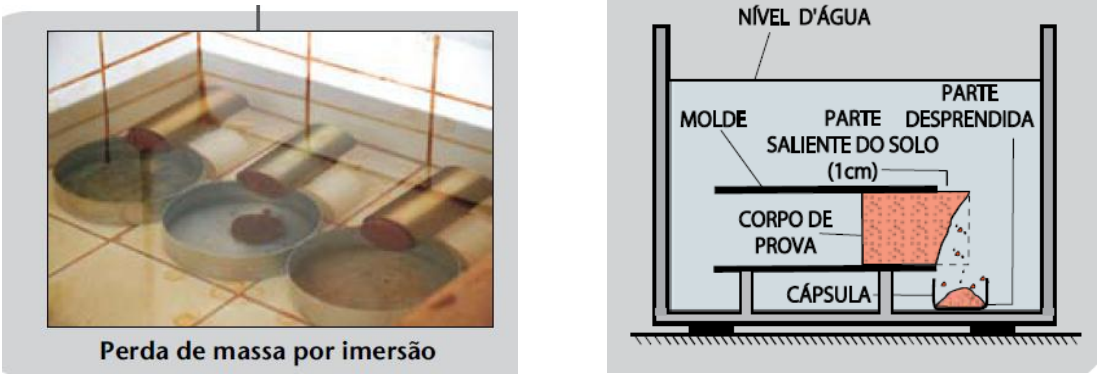


Fonte: Villibor e Nogami (2009, p.43)

2.5.5 Ensaio da Perda de Massa por Imersão (M8)

Segundo Villibor e Nogami (2009), para o ensaio M8 é necessário que os corpos de prova sejam compactados segundo o Mini-MCV e somente poderão ser utilizados aqueles dos quais se possam obter uma curva de deformabilidade completa. Os corpos de prova (cp) são extraídos apenas parcialmente, a fim de que fiquem expostos, exatamente, 10 mm da sua parte inferior, conforme mostra a Figura 20.

Figura 20: Ensaio de perda de massa por imersão



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

Após um tempo mínimo de 20 horas, recolhe-se o material eventualmente desprendido do corpo de prova em imersão e, após seco, determina-se sua massa em relação à massa total. Levando-se em consideração também o aspecto do material que se desprendeu assim como do remanescente, calcula-se a valor da perda de massa característica do solo para cada teor de umidade através da Equação 6:

$$\text{Equação 6:} \quad PI = 100\frac{Mi \times Lcp}{Ms \times Lf}Fc \ [\%]$$

Onde:

Mi = Massa seca desprendida;

Ms = Massa seca do corpo de prova, logo após a sua compactação;

Lcp = Altura final do corpo de prova, logo após a compactação;

Lf = 10cm, altura do corpo de prova, para molde;

Fc = 1,0 quando ocorre um desprendimento normal;

Fc = 0,5 quando a parte desprendida é um monobloco.

A partir dos valores calculados de perda por imersão para cada teor de umidade, obtém-se a curva Mini-MCV x Pi. O Pi a ser adotado para fins de classificação do solo é obtido nesta curva, para valores de Mini-MCV igual a 10 ou 15, dependendo se a massa específica aparente for considerada baixa ou alta. A MEAS será considerada baixa quando o corpo de prova de 200 gramas tiver uma altura superior a 48 mm para um Mini-MCV igual a 10 e, por outro lado, alta para uma altura do corpo de prova inferior a 48 mm.

2.5.6 Classificação Geotécnica MCT (M9)

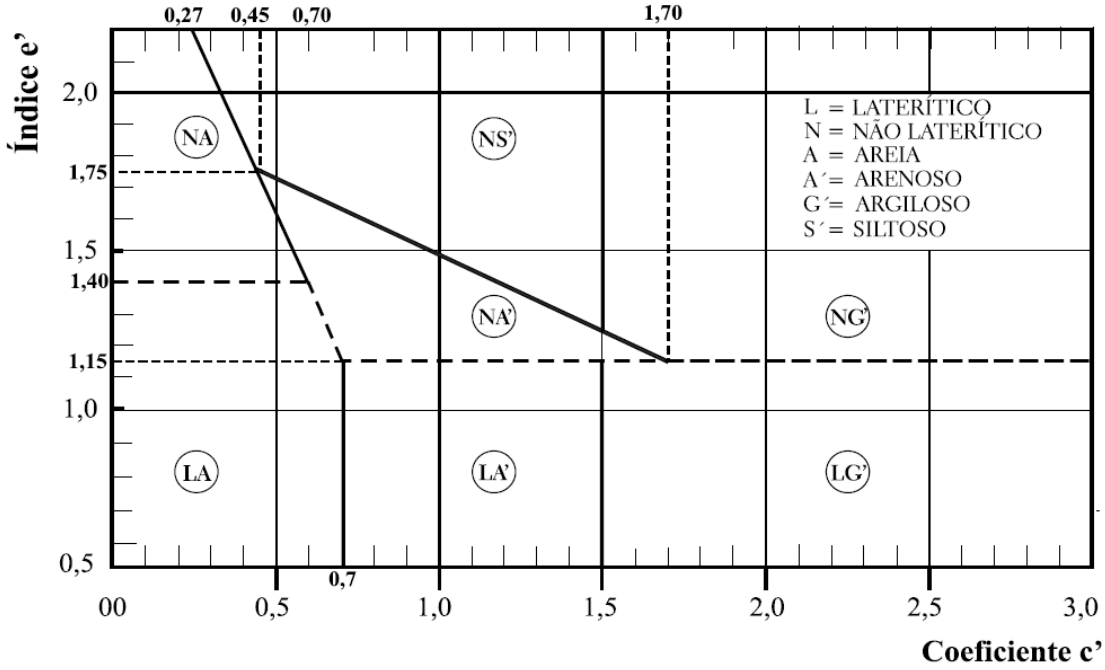
A partir dos ensaios de Mini-MCV (M5) e Perda de Massa por Imersão (M8) é possível obter a classificação MCT (M9), onde o ensaio M5 fornece o c’ e o d’ e o ensaio M8 fornece o Pi.

O coeficiente c’ relaciona-se com a granulometria do solo, assim um c’ elevado corresponde às argilas e solos argilosos, enquanto um c’ com valor mais baixo correspondem às areias e os siltes não plásticos ou pouco coesivos. Com os valores de d’ e Pi, obtém-se o índice de laterização - e’ do solo, expresso na Equação 7 abaixo.

$$\text{Equação 7: } e' = \sqrt[3]{\left(\frac{Pi}{100}\right) + \left(\frac{20}{d'}\right)}$$

O coeficiente e' foi proposto por Nogami e Villibor para indicar se um solo apresenta comportamento laterítico ou não laterítico. Observando que o comportamento laterítico dos solos manifesta-se quando d' > 20 e Pi < 100, os autores da metodologia estabeleceram uma linha horizontal correspondente a e'= 1,15. Esta linha é representada no ábaco da Classificação MCT (Figura 21) por uma linha tracejada e separa os solos de comportamento laterítico ou não laterítico.

Figura 21: Classificação MCT



Fonte: Villibor e Nogami (2009, p.54)

3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

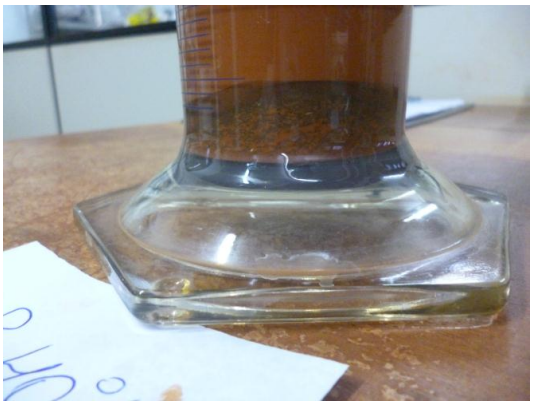
Como citado no capítulo anterior para a análise granulométrica do solo e das misturas, foi seguido o que preconiza a NBR 7181/1984. Primeiramente foi realizado o ensaio de granulometria por sedimentação e posteriormente o de peneiramento que complementa o ensaio.

A Figura 22 mostra o ensaio de sedimentação sendo realizada em três amostras diferentes, já a Figura 23 mostra no detalhe que após 24 horas de ensaio todo o material que estava em suspensão na proveta fica acumulado no fundo.

Figura 22: Ensaio de Sedimentação

Fonte: Autoria própria (2013)

Figura 23: Detalhe do material acumulado no fundo da proveta

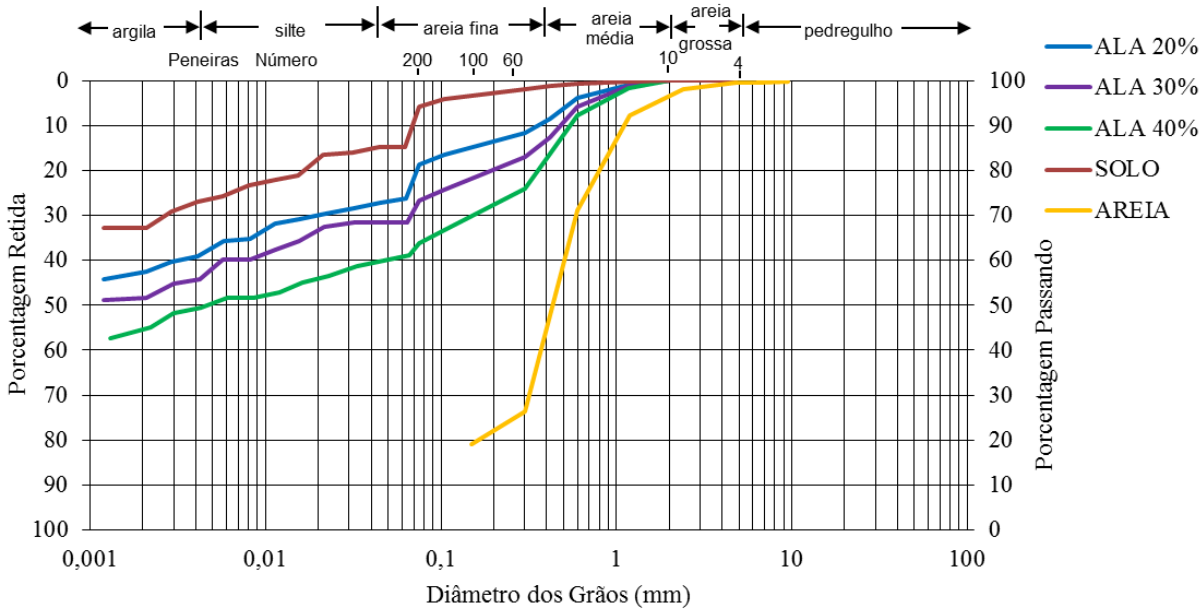


Fonte: Autoria própria (2013)

As análises granulométricas da areia e do pó de pedra foram realizadas pelo método do peneiramento.

Analisando o gráfico da Figura 24 percebe-se que a granulometria da areia ficou compreendida entre as peneiras de nº 4 e nº 200, já o solo natural caracterizou-se por ser extremamente fino, passando aproximadamente 95% do seu total na peneira nº 200. As misturas ALA tiveram suas curvas granulométricas semelhantes com a do solo natural, devido às porcentagens de mistura ter maior quantidade de solo do que de areia, mas percebeu-se que com o aumento das porcentagens de mistura houve uma queda no traçado das curvas, devido ao acréscimo da areia, um material mais granular.

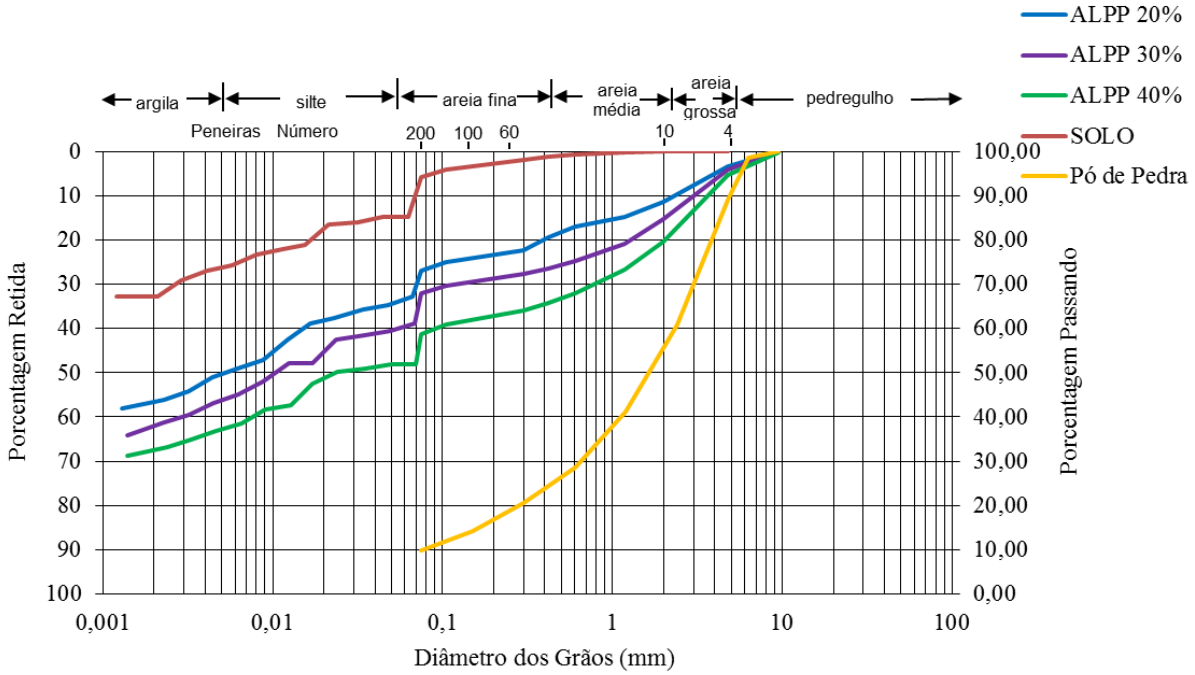
Figura 24: Granulometrias das misturas ALA, do solo natural e da areia



Fonte: Autoria própria (2013)

A mesma análise pode ser feita no gráfico da Figura 25, onde então caracterizadas as curvas granulométricas das misturas ALPP e do pó de pedra. Percebeu-se que as misturas ALPP sofrem uma queda com a adição de pó de pedra. O pó de pedra em comparação com a areia tem uma granulometria mais grossa.

Figura 25: Granulometria das misturas ALPP, do solo natural e do pó de pedra



Fonte: Autoria própria (2013)

Analisando as faixas de distribuição granulométricas da especificação DNIT-ES 141/2010 - base estabilizada granulometricamente, nenhuma amostra se enquadra em nenhuma das faixas, por se um material miúdo. O mesmo ocorre na especificação DNIT-ES 098/2007 - base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico, onde as amostras não se enquadram nas faixas granulométricas determinadas.

3.2 LIMITES DE ATTERBERG

Os ensaios foram realizados de acordo com a NBR 6459/84 e a NBR 7180/84, e os resultados então na Tabela 01 abaixo:

Tabela 01: Limites de Atterberg do solo natural e das misturas

	LL (%)	LP (%)	IP
Solo Natural	65	39	26
ALA 20%	45	37	11
ALA 30%	49	39	10
ALA 40%	43	35	8
ALPP 20%	48	31	17
ALPP 30%	45	34	11
ALPP 40%	43	31	12

Fonte: Autoria própria (2013)

De acordo com a especificação DNIT-ES 141/2010 materiais para uso em base estabilizadas granulometricamente de pavimentos devem apresentar limite de liquidez inferior ou igual a 25% e índice de plasticidade inferior ou igual a 6%. Segundo Villibor e Nogami (2009), estes valores foram fixados para solos-agregados na necessidade de se evitar a perda de suporte ou a expansão excessiva, em bases executadas com esses materiais, quando elas forem submetidas ao aumento de umidade, por infiltração ou degelo. Segundo os mesmos autores, estes limites foram colocados em dúvida devido ao desempenho de bases com solo-agregados em regiões tropicais. Eles afirmam que argilas lateríticas que possuem elevados valores de LL e IP, quando apropriadamente compactados, mesmo em contato com a água livre, quase não se expandem e nem perdem a capacidade de suporte. Na opinião dos autores o uso do LL e IP não mais se justifica para a caracterização e o estudo de materiais com finalidade de uso na pavimentação.

"A limitação dos finos, feita em geral pela plasticidade, advém do fato que, na tradição rodoviária européia e norte-americana, na maior parte das vezes esses finos reduzem a permeabilidade dos materiais e sua rigidez, aumentam sua deformabilidade e, principalmente, aumentam a expansão volumétrica em presença de água, o que causa também uma redução da sua resistência" (BERNUCCI et al., 2006, p. 339). Mas essas características indesejadas para os finos podem não ser observadas em solos tropicais, cuja natureza, estrutura e propriedades mecânicas podem diferir substancialmente dos solos finos que correm em regiões de clima frio e temperado.

Segundo a norma DNIT-ES 098/2007, para uso de solo laterítico em bases estabilizadas os materiais devem apresentar limite de liquidez inferior ou igual a 40% e índice de plasticidade inferior ou igual a 15%, sendo neste caso nenhuma das amostras estaria enquadrada na especificação.

3.3 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO E DAS MISTURAS

3.3.1 Sistema Unificado de Classificação de Solo – SUCS

Partindo do Sistema Unificado de Classificação de Solo – SUCS, a argila vermelha foi classificada como um solo MH, representando um silte de alta plasticidade, pois apresentou um elevado limite de liquidez, acima de 50%. As misturas ALA e ALPP foram classificadas como ML - silte de baixa plasticidade, pois apresentaram limite de liquidez abaixo de 50%.

3.3.2 Sistema Rodoviário de Classificação (HRB/AASHTO)

Para a classificação pelo Sistema Rodoviário (HRB/AASHTO), foi necessário fazer os cálculos do Índice de Grupo (IG) do solo natural e de todas as misturas. Os resultados então descritos na Tabela 02 abaixo:

Tabela 02: Resultados de Índice de Grupo para o solo natural e para as misturas

Amostra	IG	Amostra	IG
Solo Natural	18		
ALA 20%	9	ALPP 20%	11
ALA 30%	9	ALPP 30%	6
ALA 40%	4	ALPP 40%	5

Fonte: Autoria própria (2013)

A partir da granulometria, dos limites de consistência e dos índices de grupo foi possível classificar o solo natural como um A-7-5 (solos argilosos), a mistura ALA 20% e as misturas ALPP foram classificadas também como A-7-5, e as misturas ALA 30% e ALA 40% foram classificadas como A-5 (solos siltosos). Segundo DNIT (2006), os solos do grupo A-7-5 encerram materiais com índice de plasticidade moderado em relação ao limite de liquidez, podendo ser altamente elástico e sujeito a elevadas mudanças de volume, e com comportamento para subleito considerado sofrível a mau.

3.4 COMPACTAÇÃO

Os ensaios de compactação do solo natural e das amostras foram realizados utilizando as três energias de compactação como menciona a NBR 7182/1986, a energia normal, intermediaria e modificada. Os resultados para umidade ótima e peso específico aparente seco máximo de todas as amostras, então descritas na Tabela 03.

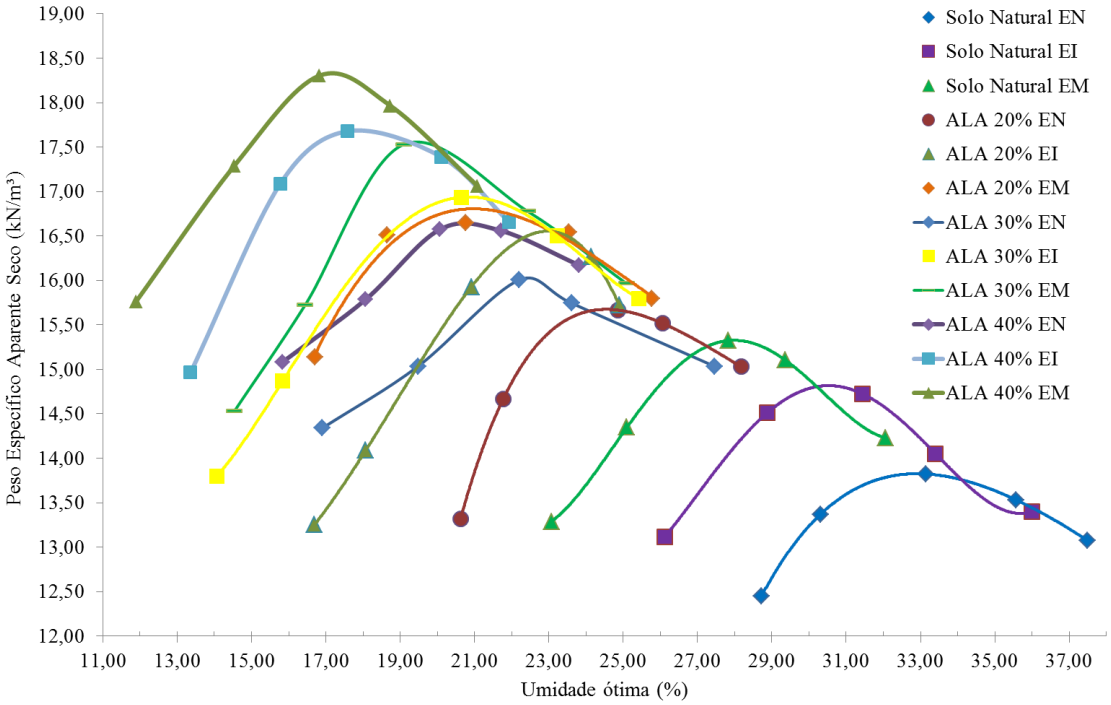
Tabela 03: Resultados para umidade ótima e peso específico aparente seco máximo

Mistura	Energia de Compactação	ρd (Kg/dm³)	w_{ot} (%)	Mistura	Energia de compactação	ρd (Kg/dm³)	w_{ot} (%)
Solo Natural	Normal	1,384	33,00				
	Intermediária	1,475	31,00				
	Modificada	1,540	28,00				
ALA 20%	Normal	1,590	23,50	ALPP 20%	Normal	1,577	25,00
	Intermediária	1,655	23,00		Intermediária	1,610	24,00
	Modificada	1,680	21,00		Modificada	1,710	22,10
ALA 30%	Normal	1,600	22,50	ALPP 30%	Normal	1,640	23,50
	Intermediária	1,690	21,00		Intermediária	1,740	22,00
	Modificada	1,750	19,50		Modificada	1,778	21,50
ALA 40%	Normal	1,660	20,75	ALPP 40%	Normal	1,680	20,50
	Intermediária	1,770	18,00		Intermediária	1,750	18,00
	Modificada	1,830	17,00		Modificada	1,870	17,50

Fonte: Autoria própria (2013)

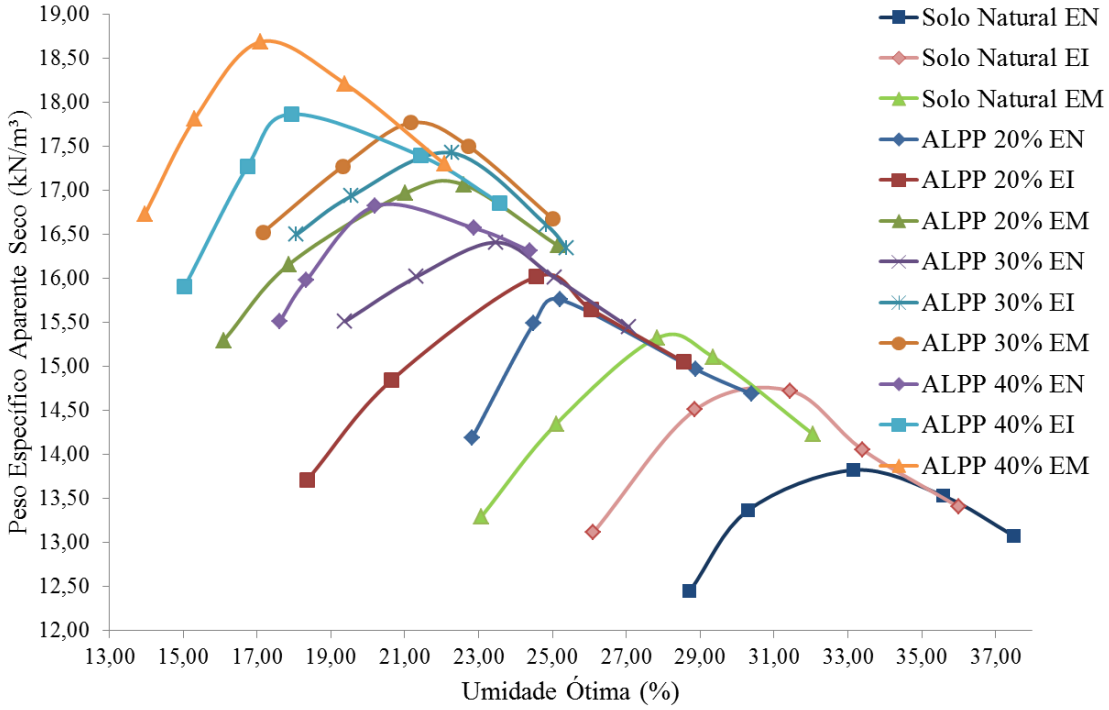
As Figuras 26 e 27 mostram as curvas de compactação do solo natural e das misturas ALA e do solo natural e das misturas ALPP nas três energias de compactação. Percebe-se um aumento gradativo do peso específico aparente seco máximo e uma diminuição da umidade ótima à medida que se aumenta o esforço de compactação e a porcentagem de areia e pó de pedra, comportamento esperado pelo aumento da textura do agregado da mistura.

Figura 26: Curvas de compactação do solo natural e das misturas ALA



Fonte: Autoria própria (2013)

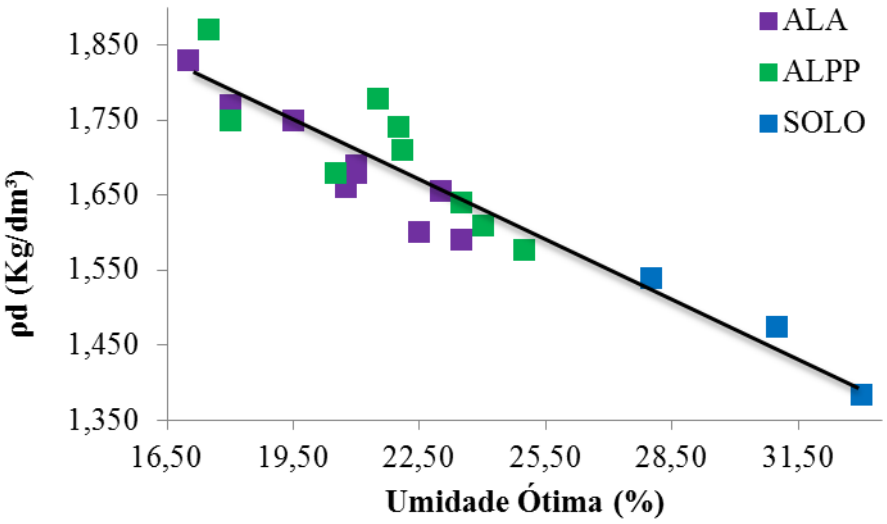
Figura 27: Curvas de compactação do solo natural e das misturas ALPP



Fonte: Autoria própria (2013)

A Figura 28 mostra o gráfico de tendência, umidade ótima x peso especifico aparente máximo, de todas as amostras ensaiadas. Percebe-se a tendência de aumento da densidade e a diminuição da umidade ótima em função do aumento da porcentagem de misturas.

Figura 28: Gráfico de tendência

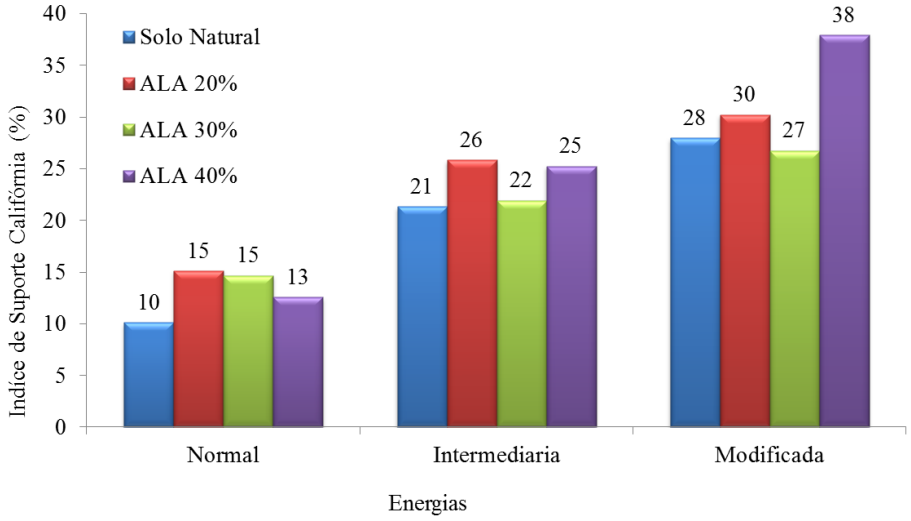


Fonte: Autoria própria (2013)

3.5 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC/CBR)

Para análise da resistência do solo e das misturas foram realizados ensaios de CBR (California Bearing Ratio). A Figura 29 mostra uma comparação entre os resultados de CBRs do solo natural e das misturas ALA. Percebe-se um pequeno aumento na resistência devido à adição de um material mais resistente que o solo, mas há certa variabilidade nos resultados, reforçando que o CBR não é um ensaio que caracteriza bem os solos finos.

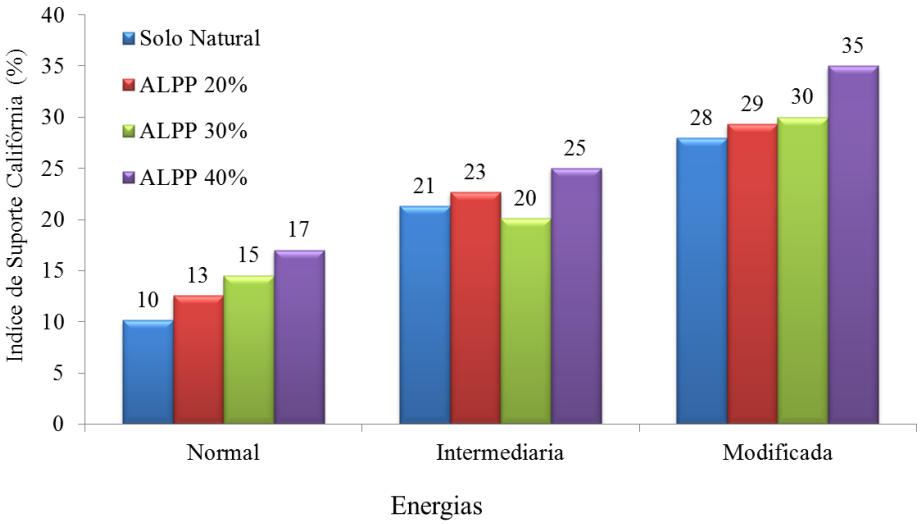
Figura 29: Resultados de CBR para o solo natural e misturas ALA



Fonte: Autoria própria (2013)

A mesma análise pode ser feita na comparação dos resultados de CBR das misturas ALPP da Figura 30, há uma aumento na resistência com a adição de pó de pedra, mas não significativa.

Figura 30: Resultados de CBR para o solo natural e misturas ALPP



Fonte: Autoria própria (2013)

A Tabela 04 apresenta os resultados de compactação, os valores dos CBRs, e a expansão do solo natural e das misturas ALA e ALPP.

Tabela 04: Resultados de compactação e valores dos CBRs

Amostra	Energia	ρd (Kg/dm³)	w_{ot} (%)	I.S.C. %	Expansão
Solo Natural	Normal	1,38	32,27	10	0,22
	Intermediaria	1,49	29,74	21	0,30
	Modificada	1,56	27,08	28	0,54
ALA 20%	Normal	1,56	23,29	15	0,24
	Intermediaria	1,59	24,39	26	0,41
	Modificada	1,66	21,3	30	0,46
ALA 30%	Normal	1,65	19,44	15	0,16
	Intermediaria	1,71	18,71	22	0,21
	Modificada	1,80	16,97	27	0,25
ALA 40%	Normal	1,63	19,78	13	0,25
	Intermediaria	1,75	18,62	25	0,17
	Modificada	1,82	15,64	38	0,33
ALPP 20%	Normal	1,58	26,00	13	0,37
	Intermediaria	1,66	23,37	23	0,31
	Modificada	1,71	22,00	29	0,36
ALPP 30%	Normal	1,61	24,50	15	0,50
	Intermediaria	1,70	22,66	20	0,32
	Modificada	1,79	21,17	30	0,30
ALPP 40%	Normal	1,67	19,51	17	0,15
	Intermediaria	1,75	17,50	25	0,22
	Modificada	1,86	17,50	35	0,4

Fonte: Autoria própria (2013)

De acordo com o manual do DNIT (2006), os materiais para uso em subleitos devem apresentar uma expansão menor ou igual a 2% e um CBR≥2%. Analisando os resultados da Tabela 04, percebe-se que na energia normal (energia recomendada para subleito), tanto o solo natural como as misturas podem ser usadas para subleito, pois satisfazem as recomendações.

Já para uso em sub-base recomenda-se que os materiais apresentem CBR≥20%, IG=0 e expansão ≤1%. Analisando os resultados obtidos na energia intermediária na Tabela 04 percebe-se que o solo natural e todas as misturas atendem parcialmente a recomendação, eles apresentam CBR ≥20% e expansão≤1%, mas o IG≠0.

A norma DNIT-ES 098/2007, prescreve a sistemática usada para a execução de base de solo laterítico estabilizada granulometricamente, entre os requisitos o Índice de Suporte Califórnia (ISC) deve obedecer aos seguintes valores relacionados ao número N de operações do eixo padrão de 8,2t, para o período de projeto: ISC ≥ 60% para N ≤ 5 x 10^6 e ISC ≥ 80%

para N > 5 x 10^6. Percebe-se pelos resultados da Tabela 04 que nenhuma das amostras atende a estas especificações.

De acordo com Bernucci et al. (2006), a condição de “saturação” simulada após quatro dias de imersão do corpo de prova pode ser considerada excessiva para certas situações. Nas condições climáticas e hidrológicas brasileiras os materiais não trabalham nessas condições, seria interessante avaliar o ISC como originalmente concebido e também sem etapa de imersão, com a finalidade de melhor avaliar os valores e utilização em projetos.

Segundo Souza (2007), vários pesquisadores discutem sobre a eficácia do método do CBR e apontam as suas diversas limitações. Assim, existem questionamentos acerca do tempo de imersão de quatro dias, da necessidade de grande quantidade de solo para a execução do ensaio, do efeito do confinamento do molde no resultado do ensaio, da grande dispersão de resultados, quando se ensaia uma mesma amostra em diferentes laboratórios.

3.6 ENSAIOS SISTEMÁTICA MCT

Os ensaios da sistemática MCT foram realizados em parceria com a Universidade Federal do Rio Grande - FURG, no Laboratório de Geotecnia e Concreto, com a participação de alguns alunos da FURG e da coordenação e colaboração dos Professores Dr. Cesar Alberto Ruver e Dr. Cezar Augusto Burkert Bastos.

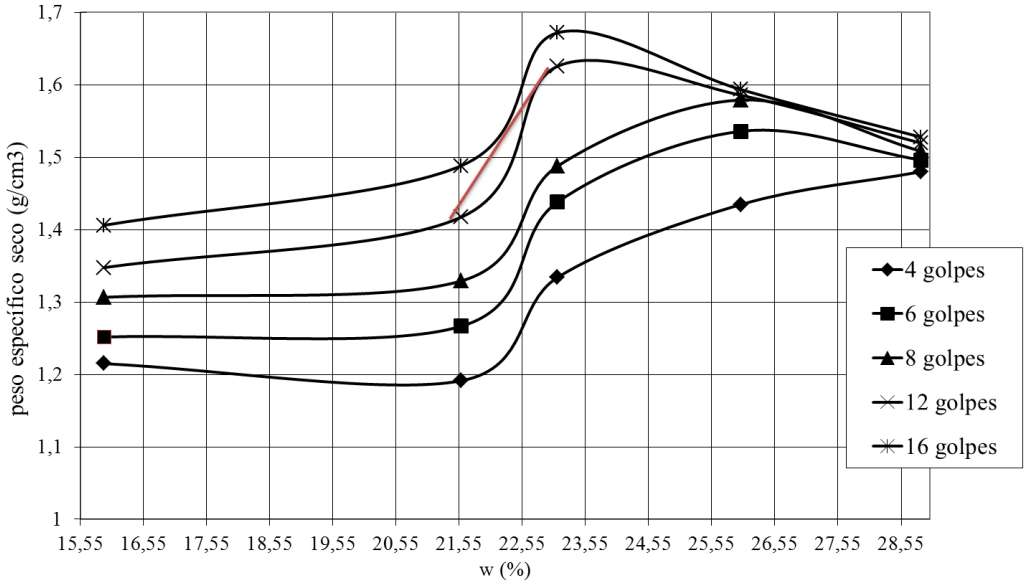
Todas as amostras, antes do envio a FURG, foram preparadas de acordo com o especificado por Nogami e Villibor (2009). As amostras coletadas do talude foram previamente secas em estufa e passadas na peneira 2,00mm. Após foram preparadas as misturas de acordo com as proporções planejadas e novamente passadas na peneira 2,00 mm, sendo descartado o material retido.

3.6.1 Ensaio de Compactação Mini-MCV (M5)

Este ensaio foi realizado de acordo com a norma DNER-ME 258/94. Para o ensaio foram moldados cinco corpos de provas para cada amostra em umidades diferente (umidades acima e abaixo da umidade ótima na energia intermediária de cada amostra) e aplicado um número crescente de golpes até não haver acréscimo sensível em sua densidade.

A Figura 31 apresenta como exemplo a curva de compactação da amostra ALA 20%, de onde é obtido o coeficiente d’, que é a inclinação da parte retilínea do ramo seco na curva de compactação correspondente a 12 golpes.

Figura 31: Curva de compactação ALA 20%



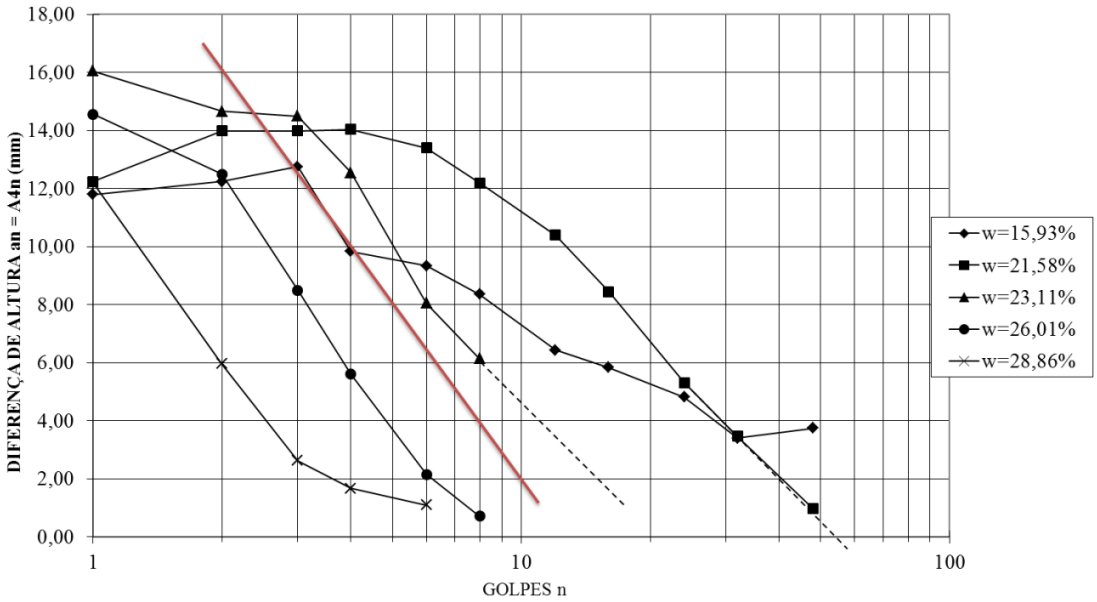
Fonte: Autoria própria (2013)

Neste exemplo, o coeficiente d' foi calculado pela Equação 8:

$$\text{Equação 8:} \quad d' = \frac{\Delta MEAS\ (\frac{g}{cm^3})}{\Delta W\ (\%)} = \frac{1{,}6256 - 1{,}4173}{23{,}11 - 21{,}58} * 1000 = 136{,}87$$

A Figura 32 apresenta a curva de deformabilidade da amostra ALA 20% de onde é determinado a coeficiente c'.

Figura 32: Curva de deformabilidade ALA 20%



Fonte: Autoria própria (2013)

O valor de c' foi determinado pela Equação 9 abaixo:

$$\text{Equação 9:} \qquad c' = \frac{16 - 2}{10 * (log10 - log2)} = 2{,}00$$

A Tabela 05 apresenta os resultados de d' e c' para todas as amostras. Percebe-se que o c' varia de acordo com a granulometria do solo, assim o solo natural por ser mais fino teve um índice maior que o das misturas que tinham agregados em sua composição.

Tabela 05: Valores de d' e c'

	d'	c'
Solo Natural	41,50	2,86
ALA 20%	136,87	2,00
ALA 30%	81,70	1,91
ALA 40%	72,80	1,72
ALPP 20%	54,21	1,99
ALPP 30%	68,40	1,91
ALPP 40%	42,66	1,91

Fonte: Autoria própria (2013)

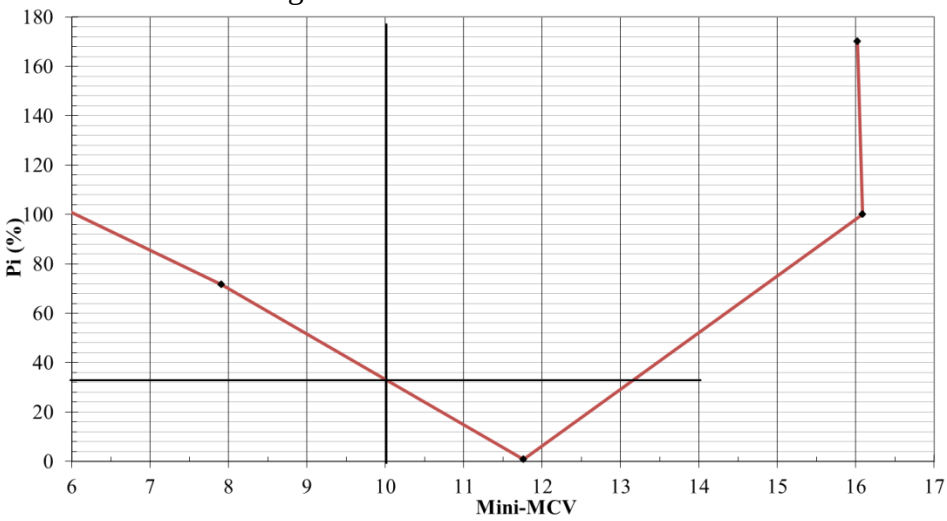
3.6.2 Ensaio da Perda de Massa por Imersão (M8)

Os ensaios foram realizados segundo a norma DNER-ME 256/94. Foram moldados cinco corpos de prova para cada umidade e deixados em imersão por 20 horas.

A partir dos valores calculados para cada teor de umidade, foi representada a curva Mini-MCV x Pi, o Pi a ser adotado para fins de classificação do solo é obtido nesta curva, para valores de Mini-MCV igual a 10 ou 15, dependendo se a massa específica aparente for considerada baixa ou alta. A MEAS será considerada baixa (10) quando o corpo de prova de 200 gramas tiver uma altura final superior a 48 mm e alta (15) para uma altura final do corpo de prova inferior a 48 mm.

A Figura 33 apresenta a curva Mini-MCV x Pi para a amostra ALA 20%. Neste caso o valor de Mini-MCV foi considerado baixo, igual a 10, e o valor de Pi encontrado foi de 32%.

Figura 33: Curva Mini-MCV x Pi



Fonte: Autoria própria (2013)

Para todas as amostras foram encontrados os seguintes resultados, descritos na Tabela 06.

Tabela 06: Resultados para PI

Amostra	Pi	Amostra	Pi
Solo Natural	0,0		
ALA 20%	32,0	ALPP 20%	13,60
ALA 30%	25,0	ALPP 30%	31,40
ALA 40%	35,0	ALPP 40%	36,9

Fonte: Autoria própria (2013)

A Figura 34 mostra os corpos de prova sendo ensaiados

Figura 34: Corpos de prova sendo ensaiados

Fonte: Autoria própria (2013)

3.6.3 Classificação Geotécnica MCT (M9)

Os resultados da perda de massa por imersão do solo, conforme apresentado acima, em conjunto com o valor do coeficiente d', permite a determinação do segundo coeficiente classificatório necessário para enquadramento de um solo no ábaco da Classificação MCT, o coeficiente e'- índice de laterização. Este foi calculado de acordo com o item 2.5.6.

Os resultados de e' para todas as amostras estão descritas na Tabela 07.

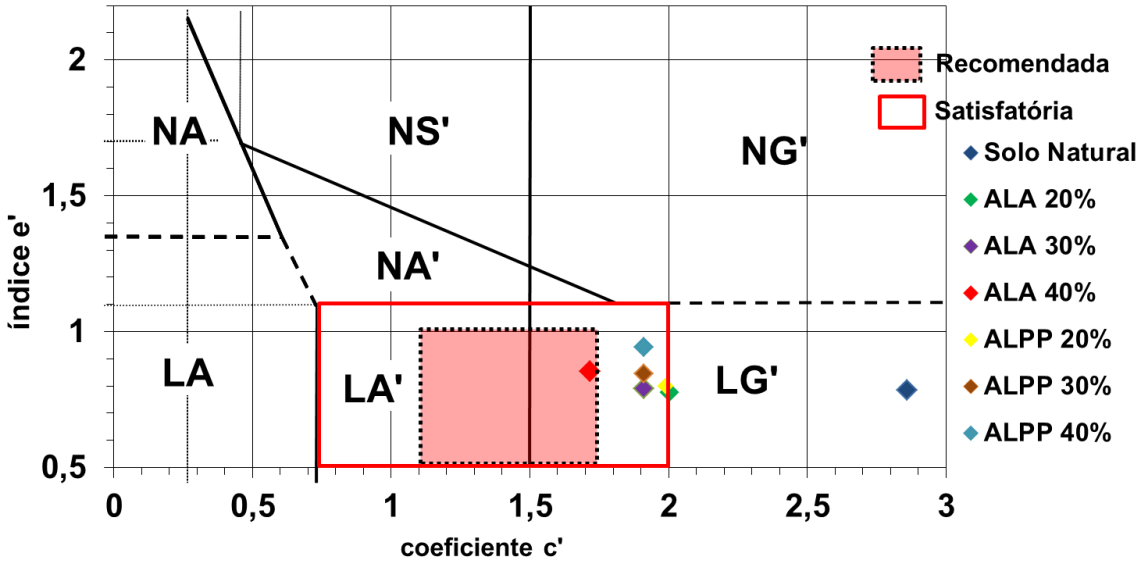
Tabela 07: Valores de e' para todas as amostras

Amostra	e'	Amostra	e'
Solo Natural	0,78		
ALA 20%	0,78	ALPP 20%	0,80
ALA 30%	0,79	ALPP 30%	0,85
ALA 40%	0,85	ALPP 40%	0,94

Fonte: Autoria própria

Com os resultados do índice e' e o coeficiente c' é possível classificar as amostras no ábaco da Classificação MCT. A Figura 35 mostra a classificação de todas as amostras.

Figura 35: Classificação MCT para todas as amostras



Fonte: Autoria própria

Os quadros "Recomendado" e "Satisfatório" no gráfico acima foram apresentados por Nogami e Villibor (2009) para melhor análise dos solos apropriados para uso em pavimentos.

Analisando o gráfico da Classificação MCT é possível perceber que todas as amostras foram classificadas como LG', ou seja, solos lateríticos argilosos. Percebe-se também que o solo natural se posicionou bem a direita do gráfico, pois ser mais fino, e as misturas mais ao centro, com um c' menor.

O solo natural não se enquadrou nas especificações de Nogami e Villibor para uso em pavimentos, diferente das misturas ALA 20%, ALA 30% e todas as misturas ALPP que ficaram na região satisfatória. Já a mistura ALA 40% situou-se na região recomendada.

O fato de nenhuma mistura ALPP ter ficado na região recomendada é devido ao pó de pedra ser mais granular que a areia, e ter ficado retido na peneira 2,00mm. Observando as curvas de granulometria percebe-se que 45% do pó de pedra ficam retidos na peneira 2,00 mm, já a areia apenas 5%, deste modo as amostras com areia que passaram na peneira 2,00 mm tem granulometria mais uniforme e são mais granulares que as com pó de pedra.

3.6.4 Ensaio de Compactação Mini-Proctor (M1)

Infelizmente os resultados de Mini-Proctor, Mini-CBR e expansão das misturas ALA não foram concluídas a tempo para serem apresentadas nesta versão do trabalho.

Para o ensaio de compactação Mini-Proctor do solo natural e das misturas ALPP foram moldados dez corpos de prova para cada amostra, dois para cada umidade. Cincos corpos de prova foram utilizados no ensaio de Mini-CBR sem imersão e cinco no ensaio de Mini-CBR com imersão. Assim foi possível montar as curvas de compactação. A Tabela 08 apresenta as umidades teóricas de moldagem dos corpos de prova do solo natural e das misturas ALPP, tendo as umidades ótimas destacadas.

Tabela 08: Umidades teóricas de moldagem

Amostra	Umidades Teóricas	Amostra	Umidades Teóricas
Solo Natural	22%	ALPP 30%	16%
	26%		19%
	30%		22%
	34%		25%
	38%		28%
ALPP 20%	18%	ALPP 40%	15%
	21%		18%
	24%		21%
	27%		24%
	30%		27%

Fonte: Autoria própria (2013)

A Tabela 09 apresenta todos os pesos específicos máximos e as umidades ótimas das amostras compactadas para os ensaios de Mini-CBR, para as condições não imersas e imersas.

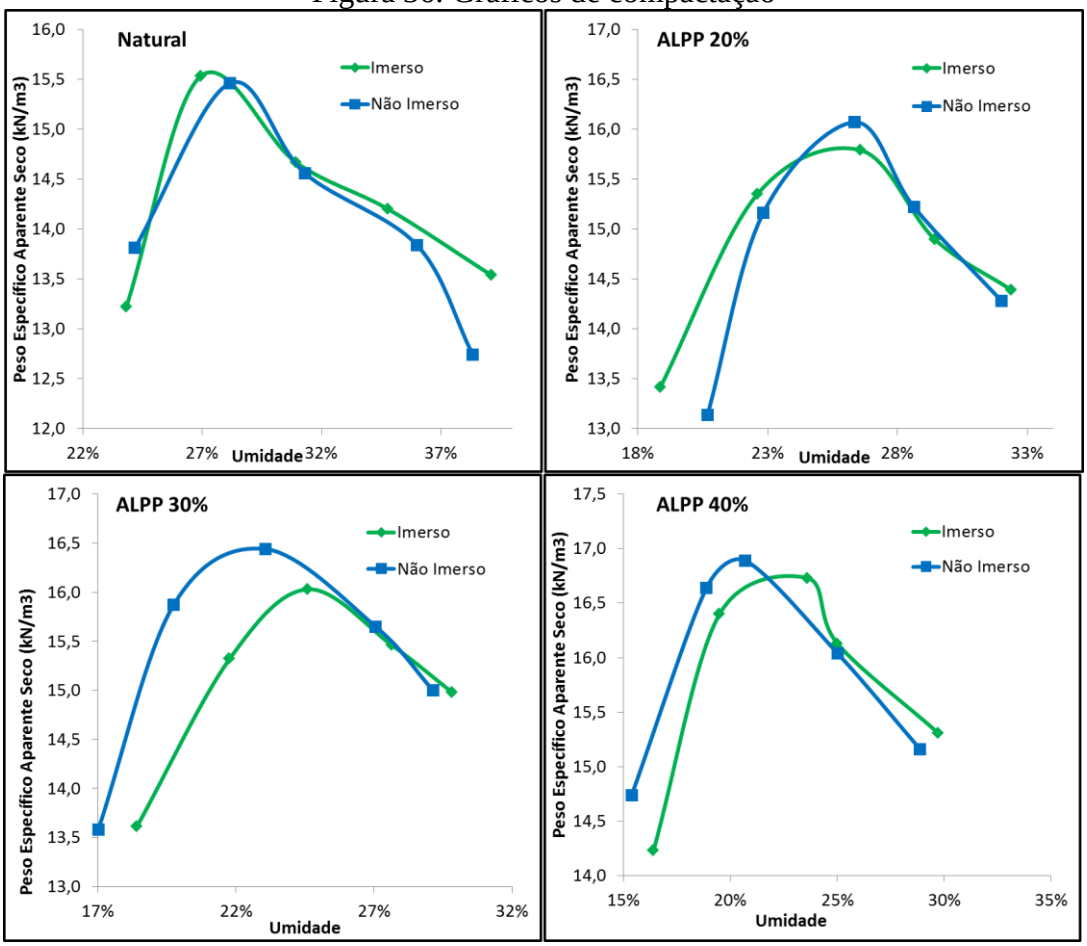
Tabela 09: Valores de compactação das amostras

	Não Imerso		Imerso			Não Imerso		Imerso	
Amostra	g_d (kN/m^3)	w	g_d (kN/m^3)	w	Amostra	g_d (kN/m^3)	w	g_d (kN/m^3)	w
Solo Natural	13,81	24,18%	13,22	23,82%	ALPP 30%	13,58	17,01%	13,61	18,41%
	15,46	28,16%	15,53	26,93%		15,87	19,74%	15,32	21,77%
	14,56	31,30%	14,67	30,92%		16,44	23,08%	16,03	24,59%
	13,84	36,00%	14,20	34,79%		15,65	27,06%	15,46	27,65%
	12,74	38,34%	13,54	39,11%		15,00	29,14%	14,98	29,83%
ALPP 20%	13,14	20,69%	13,42	18,88%	ALPP 40%	14,74	15,39%	14,23	16,41%
	15,16	22,83%	15,35	22,61%		16,64	18,89%	16,40	19,50%
	16,07	26,36%	15,79	26,58%		16,89	20,71%	16,73	23,61%
	15,22	28,64%	14,90	29,43%		16,04	25,02%	16,13	25,01%
	14,28	32,01%	14,39	32,39%		15,16	28,88%	15,31	29,72%

Fonte: Autoria própria (2013)

A Figura 36 apresenta os gráficos de compactação do solo natural e das misturas ALPP.

Figura 36: Gráficos de compactação

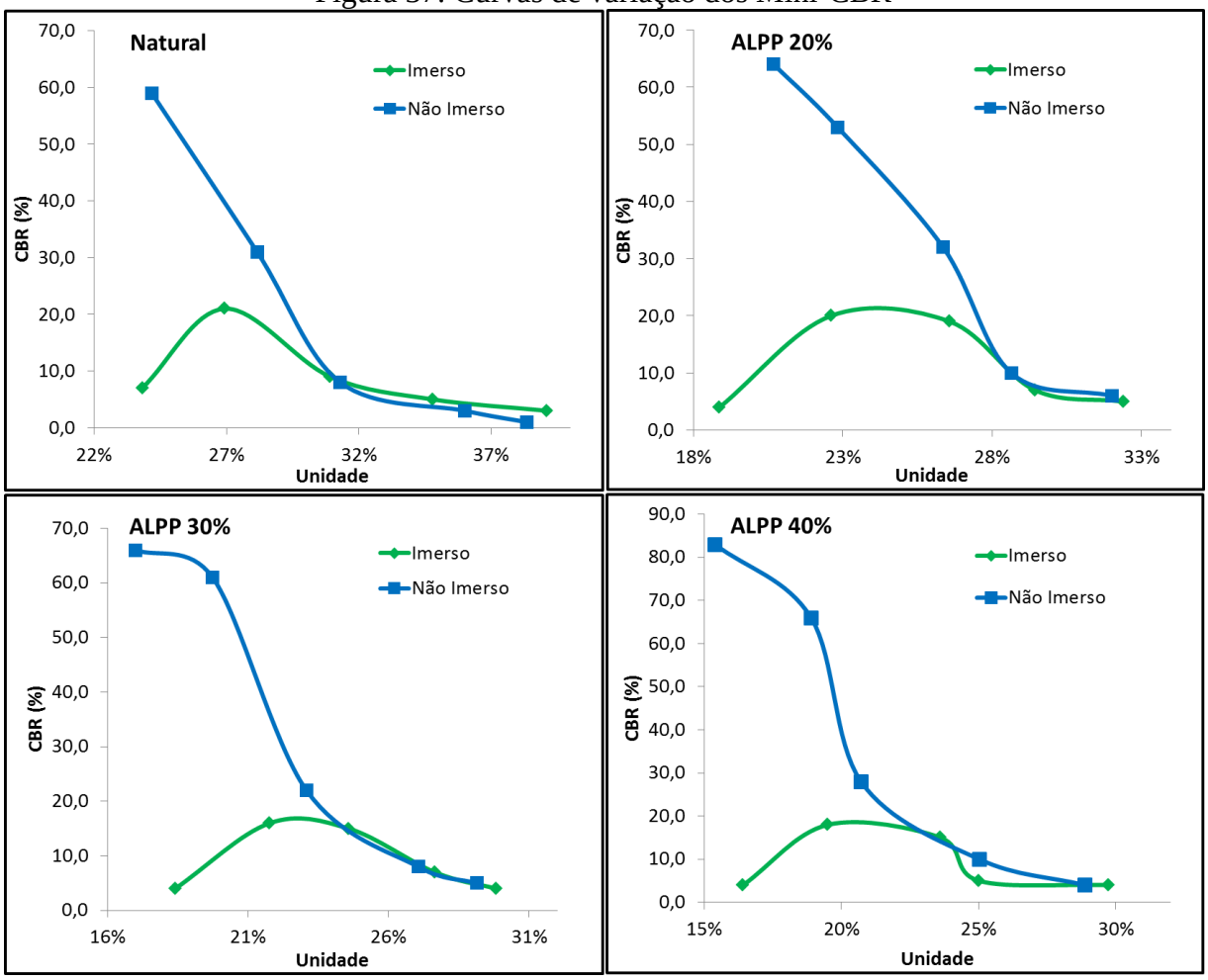


Fonte: Autoria Própria (2013)

3.6.5 Ensaio Mini-CBR e Expansão (M2)

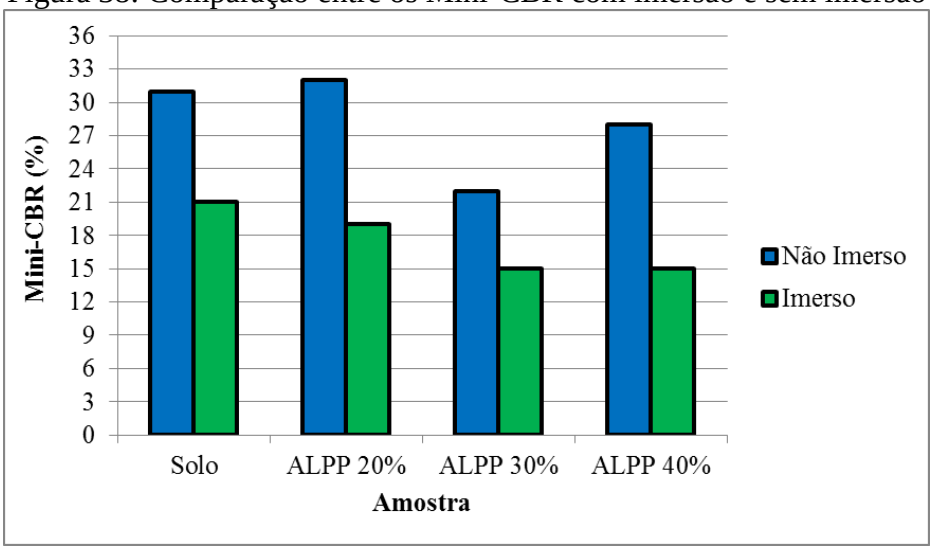
Para o ensaio de Mini-CBR foram utilizados as amostras compactadas no ensaio de Mini-Proctor, como mencionado no item acima. A Figura 37 apresenta as curvas de variação dos Mini-CBR, e a Figura 38 mostra um gráfico de comparação entre os Mini-CBR com imersão e sem imersão das amostras ensaiadas, nas umidades ótimas. A Tabela 10 apresenta os valores de Mini-CBR, com imersão e sem imersão, para o solo natural e para as misturas ALPP.

Figura 37: Curvas de variação dos Mini-CBR



Fonte: Autoria própria (2013)

Figura 38: Comparação entre os Mini-CBR com imersão e sem imersão



Fonte: Autoria própria (2013)

Tabela 10: Valores de Mini-CBR para o solo natural e misturas ALPP

Amostras	Umindade	Não Imerso (%)	Imerso (%)	Amostras	Umidade	Não Imerso (%)	Imerso (%)
Solo Natural	22%	59	7	ALPP 30%	16%	66	4
	26%	31	21		19%	61	16
	30%	8	9		22%	22	15
	34%	3	5		25%	8	7
	38%	1	3		28%	5	4
ALPP 20%	18%	64	4	ALPP 40%	15%	83	4
	21%	53	20		18%	66	18
	24%	32	19		21%	28	15
	27%	10	7		24%	10	5
	30%	6	5		27%	4	4

Fonte: Autoria própria (2013)

A especificação técnica do DER/SP, ET-DE-P00-015, especifica os critérios que orientam a produção, execução e aceitação de sub-base e base de solo arenoso fino de comportamento lateríticos, SAFL, em obras rodoviárias. Esta norma especifica que os materiais devem satisfazer as seguintes exigências, quando compactados na energia intermediaria:

- mini-CBR sem imersão ≥ 40%;

- perda de suporte por imersão inferior a 50%, isto é RIS ≥ 50%, ou seja, conforme a Equação 10:

Equação 10: $$RIS = \frac{Mini - CBR\ com\ imersão}{Mini - CBr\ sem\ imersão} x100$$

- expansão com sobrecarga padrão ≤ 0,3%;

- devem pertencer aos grupos LA, LA’ e LG’ da classificação MCT.

Analisando os resultados, para a umidade ótima, todas as amostras tiveram uma relação RIS acima de 50%, e uma expansão abaixo de 0,3% (Tabela 11), mas em compensação nenhuma amostra apresentou Mini-CBR sem imersão acima de 40%, assim as amostras atenderam parcialmente o especificado pela norma paulista.

Tabela 11: Relação RIS e expansão

Amostra	RIS	Expansão
Solo Natural	67,70%	0,02%
ALPP 20%	59,40%	0,00%
ALPP 30%	68,20%	0,02%
ALPP 40%	53,60%	0,14%

Fonte: Autoria própria (2013)

Espera-se que pelo menos a mistura ALA 40% deva atender também a exigência de mini-CBR sem imersão ≥ 40%.

CONCLUSÃO

Considerando o objetivo geral deste trabalho que é o de avaliar o uso de solo laterítico argiloso proveniente da cidade de Ijuí, em bases e sub-bases de pavimentos econômicos, seja no estado natural, ou misturados a areia ou a pó de pedra, e os objetivos específicos que são de avaliar a mistura de melhor desempenho e a mistura ideal, forma apresentadas as seguintes conclusões.

De acordo com os ensaios da análise granulométrica, limites de Atterberg e ensaios da classificação MCT pode-se afirmar que:

- Pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) o solo natural é um solo MH – silte de alta plasticidade e as misturas ALA e ALPP são solos ML – siltes de baixa plasticidade;
- Pela classificação da ASHTO-HRB (classificação rodoviária) o solo natural foi classificado como um solo A-7-5 (18), as misturas ALA 20 % e as três misturas ALPP respectivamente como solos A-7-5 (9), A-7-5 (11), A-7-5 (6) e A-7-5 (5) e, por fim, as misturas ALA 30% um solo A-5 (9) e ALA 40% um solo A-5 (4). Os solos A-7-5 são considerados pela classificação como solos argilosos e o solo A-5 como solo siltoso. Os dois tipos de solos são considerados pelo sistema de classificação como solo de comportamento para subleito sofrível a mau;
- Pelos resultados apresentados nos ensaios da classificação MCT, o solo natural e as misturas ALA e ALPP são considerados solos LG’ – solos lateríticos argilosos;
- A variação do índice e’ do solo natural para as misturas foi muito pequena, permitindo afirmar que os solos das misturas mantêm o caráter laterítico mesmo com a variação da granulometria.

Analisando os resultados dos ensaios de compactação pode-se concluir que:

- Com os aumentos do teor de agregado miúdo e da energia de compactação houve um aumento do peso específico aparente seco máximo e uma diminuição da umidade ótima, comportamento esperado, já que foi adicionado ao solo um material com maior textura e rigidez.

Para os ensaios de CBR, foi concluído que:

- Houve um aumento na resistência das amostras ensaiadas devido à adição gradativa de mistura, mas os resultados apresentam certa variabilidade, constatando que o ensaio de CBR não caracteriza bem os solos finos tropicais lateríticos visando o uso em bases e sub-bases, reforçando o exposto por Bernucci et al.(2006);
- Pelas especificações do DNIT, antigo DNER, todas as amostras de solo natural e das misturas ALA e ALPP atendem as recomendações quanto ao uso em subleito e em sub-bases, porém não atendem aos requisitos para uso em bases.

Analisando os ensaios da sistemática MCT e a metodologia proposta por Villibor e Nogami (2009), conclui-se que:

- O solo natural encontra-se fora da região satisfatória do Gráfico de Classificação MCT proposta pelos pesquisadores da metodologia. As misturas ALA 20 % e 30% e todas as misturas ALPP encontram-se na região satisfatória e a mistura ALA 40% encontra-se na região recomendável;
- Para os ensaios de Mini-Proctor as amostras tiveram comportamento semelhante o ensaio de compactação tradicional, com aumento de peso específico aparente seco máximo e a diminuição da umidade ótima à medida que se aumentava as porcentagens de mistura;
- Já os resultados de Mini-CBR imersos apresentaram valores similares ao ensaio de CBR tradicional apesar de alguma dispersão mostrando que é viável substituir o ensaio tradicional pelo ensaio com amostra reduzida mini-CBR imerso, fato que gera uma grande economia de tempo e de quantidade de material necessário para a realização dos ensaios;
- Todas as amostras ALPP satisfazem parcialmente as recomendações da norma paulista DER/SP ET-DE-P00-015: atendem quanto aos valores do RIS e não atendem aos valores de mini-CBR não imerso.
- A mistura de melhor desempenho deve ser a ALA 40% e a mistura ideal depende dos últimos resultados que ainda serão apresentados.

Como sugestão para a continuidade dos estudos sugere-se:

- A realização de ensaios de módulo de resiliência que por questões de tempo e de logística não foram possíveis de serem executados. Estes valores permitem o dimensionamento de pavimentos por métodos mecanísticos;

- A realização do restante dos ensaios da metodologia MCT, especialmente os ensaios de Contração, o de Infiltrabilidade e de Permeabilidade e o Penetração da Imprimadura Betuminosa;
- Em caso de aprovação de alguma mistura ALA, a execução de trechos experimentais para avaliação do desempenho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457:** amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

_____. **NBR 6459:** solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

_____. **NBR 7180:** solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

_____. **NBR 7181:** solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13p.

_____. **NBR 7182:** solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10p.

_____. **NBR 9895:** solo – índice de suporte califórnia. Rio de Janeiro, 1987. 14p.

BERNUCCI, Liedi Bariani et al. **Pavimentação Asfáltica**: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS; ABEDA, 2006. 504 f. il.

CASTRO, Bruno Almeida de. **Caracterização geotécnica de solos da região central de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias.** 2002. 224p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro, 2002.

CIGANA. Caio; TREZZI, Humberto. Rio Grande do Sul é lanterna em rodovias asfaltadas no Brasil. **Zero Hora**, Porto Alegre, 09 mar. 2013. Disponível em: <http://zerohora.clicrbs.com.br/rs/geral/transito/noticia/2013/03/rio-grande-do-sul-e-lanterna-em-rodovias-asfaltadas-no-brasil-4068821.html>. Acesso em: 07 mai. 2013.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** Tradução de All Tasks; revisão técnica Leister de Almeida Barros. São Paulo: Thomson Learning, 2007. 561 p.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. **ET-DE-P00/015:** Sub-base ou base de solo arenoso fino de comportamento laterítico – SAFL. São Paulo, 2005, 19p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 228/94**: solos – compactação em equipamentos miniatura. Rio de Janeiro, 1994, 14p.

_____. **DNER-ME 256/94:** solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, 1994, 6p.

_____. **DNER-ME 258/94**: solos compactados em equipamentos miniatura – Mini-MCV. Rio de Janeiro, 1994, 14p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação.** 3. ed. Rio de Janeiro, 2006. 247p.

_____. **DNIT-ES 098/2007**: pavimentação – base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico. Rio de Janeiro, 2007, 7p.

_____. **DNIT-ES 141/2010**: pavimentação – base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, 2010, 9p.

ECHEVERRIA, José Antônio Santana. **Notas de Aula de Rodovias II.** In: Unijuí - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2012.

JOHNSTON, Marlova Grazziotin. **Desempenho de pavimentos com materiais alternativos do Estado do Rio Grande do Sul.** 2010. 334 f. Tese (Doutorado em Engenharia, Área de Concentração Geotecnia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010. Disponível em: <http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/28933>. Acesso em: 18 mar. 2013.

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

PEREIRA, Cleidi. À espera do asfalto prometido. **Zero Hora.** Porto Alegre, 2013. Disponível em: http://zerohora.clicrbs.com.br/rs/politica/pagina/estradas-do-rs-sem-asfalto.html, acessado em 24 de nov. de 2013.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos:** em 16 aulas. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 247p.

SOUZA, Ricardo Andrade de. **Estudo comparativo dos ensaios de CBR e Mini-CBR para solos de Uberlândia – MG**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade , Federal de Uberlândia, 2007, 113p.

STRECK, E.V.; KÄMPF, N.; KLAMT, E. (1999) **Atualização da classificação taxonômica das unidades de mapeamento do levantamento de reconhecimento dos solos do estado do Rio Grande do Sul**. Informativo da EMATER/RS, Porto Alegre, v.16, n.9, p.1-5, julho,1999.

VIECILI, Cristiano. **Determinação dos Parâmetros de Resistência do Solo de Ijuí a Partir do Ensaio de Cisalhamento Direto**. 2003. 76 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2003.

VILLIBOR, Douglas Fadul; NOGAMI, Job Shuji. **Pavimentos econômicos:** tecnologia do uso dos solos finos lateríticos. São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 292 p. il.

WAYHS, Carlos A. S. P. **Estudo de materiais alternativos utilizados em pavimentação de baixo custo na região noroeste do Rio Grande do Sul**. 2004. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004. Disponível em: <http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/6591>. Acesso em: 18 mar. 2013.