

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**JANINE ANDRESSA VICENZI DANIELLI
SARAH GABRIELLA CORREIA TEIXEIRA**

**ESTUDO DO SOLO MELHORADO COM CIMENTO PARA
BASE ASFÁLTICA**

ANÁPOLIS / GO

2018

**JANINE ANDRESSA VICENZI DANIELLI
SARAH GABRIELLA CORREIA TEIXEIRA**

**ESTUDO DO SOLO MELHORADO COM CIMENTO PARA
BASE ASFÁLTICA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

ORIENTADOR: FILIPE FONSECA GARCIA

ANÁPOLIS / GO: 2018

FICHA CATALOGRÁFICA

DANIELLI, JANINE ANDRESSA VICENZI/ TEIXEIRA, SARAH GABRIELLA CORREIA

Estudo do Solo melhorado com cimento para base asfáltica.

74P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2018).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Solo	2. Pavimento
3. Cimento	4. Ensaios Geotécnicos
I. ENC/UNI	II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

DANIELLI, Janine Andressa Vicenzi; TEIXEIRA, Sarah Gabriella Correia. Estudo do solo melhorado com cimento para base asfáltica, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 74 p. 2018.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Janine Andressa Vicenzi Danielli

Sarah Gabriella Correia Teixeira

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Estudo do solo melhorado com cimento para base asfáltica.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2018

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Janine Andressa Vicenzi Danielli

E-mail: janine_danielli@hotmail.com.br



Sarah Gabriella Correia Teixeira

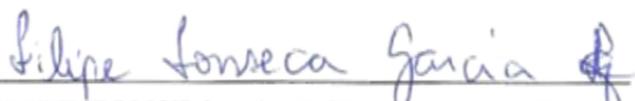
E-mail: sarah_gteixeira@hotmail.com

JANINE ANDRESSA VICENZI DANIELLI
SARAH GABRIELLA CORREIA TEIXEIRA

ESTUDO DO SOLO MELHORADO COM CIMENTO
PARA BASE ASFÁLTICA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
BACHAREL

APROVADO POR:



FILIPE FONSECA GARCIA, Bacharel (UniEvangélica)
(ORIENTADOR)



CÉSAR AUGUSTO PAIVA GONÇALVES, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)



EDUARDO DOURADO ARGÔLO, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)

DATA: ANÁPOLIS/GO, 28 DE NOVEMBRO DE 2018.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela orientação do caminho correto, por me proporcionar pessoas que me ajudaram nessa caminhada e por não me deixar desistir em momento algum.

A minha mãe Maria Angela e meu pai Alberto, eu agradeço pela paciência, pela confiança que me foi depositada em todos os momentos difíceis e pela dedicação para me tornarem uma pessoa melhor a cada dia, colocando em primeiro lugar os estudos. Minha família, vocês sempre me deram força quando precisei, são a minha base, meus maiores tesouros. Só Deus sabe o quanto agradeço por vocês serem meus pais.

Aos engenheiros Erico e Jordan pela atenção, pela disponibilidade e ao laboratorista Edson por nos auxiliar em todos os ensaios realizados, pelo seu tempo dedicado e às excelentes ideias para conclusão do nosso trabalho.

A minha fiel parceira e amiga, Sarah, que manteve nosso laço unido, me acompanhou em todo trabalho, me auxiliou em tudo que precisei sempre buscando as melhores palavras e ações para um desenvolvimento bem sucedido. Saiba que você foi a minha escolha mais certa por tudo que fizemos juntas e pela nossa conexão de pensamentos durante todo o processo de ensaios, textos e conversas. O TCC não seria completo sem você.

Agradeço também ao nosso orientador Filipe Garcia que tornou mais fácil nossa jornada com os acompanhamentos, ideias e discussões, sempre procurando melhorar nosso trabalho.

Aos amigos que se fizeram presentes, nos ajudando, organizando ideias para aperfeiçoar nosso trabalho e dando forças para irmos até o fim.

E agora podemos dizer que somos vitoriosas! Chegamos ao final de cinco anos de um curso incrível que me trouxe amigos, professores e me fez crescer como ser humano, me fez querer cada dia mais ser engenheira. Obrigada por fazerem parte da minha vida.

Janine Andressa Vicenzi Danielli

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelo cuidado para comigo, por escrever a minha história e por agir no tempo certo em minha vida. Obrigada Deus, pela oportunidade que me foi dada, por ter chegado até aqui e por sempre me fazer acreditar que é possível alcançar os meus objetivos.

Agradeço a todos que me apoiaram para tal feito, em especial ao meu pai Augusto Correia, minha tia Niza Teixeira, minha avó Maria Divina e meu irmão Gabriel Augusto que foram de fundamentais nessa jornada estando comigo. Obrigada pela paciência, carinho e incentivo que me impulsionaram por querer mais.

Agradeço aos amigos que Deus colocou no meu caminho para juntos vencermos as lutas do dia a dia, discutir ideias, dividir sentimentos e construir sonhos.

Minha gratidão também ao Professor e Orientador Filipe Garcia, pela confiança, paciência, pelo tempo dedicado, por sua experiência que nos fizeram ver que poderíamos encontrar o caminho certo, por nos permitir colher um grande aprendizado durante a realização desse trabalho.

Obrigada aos funcionários da Trade Construtora, em especial aos engenheiros Érico e Jordan, bem como ao laboratorista Edson. Obrigada pela colaboração e disponibilidade em nos orientar na empresa onde foram realizados os experimentos para o projeto.

À minha amiga e graduanda Janine Vicenzi, o meu muito obrigada por compartilhar essa tão grande experiência e dedicação nas tarefas. Por ter dado o melhor de si. Fomos verdadeiras colegas na execução dos trabalhos e amigas para as confissões, para os bons e maus momentos.

Por fim, agradeço a UniEvangélica e todos os professores que participaram e contribuíram para que a minha formação fosse também um aprendizado de vida.

Sarah Gabriella Correia Teixeira

RESUMO

A fim de trabalhar com solo, foram estudadas suas propriedades físicas e mecânicas para que fosse usada de maneira favorável em cada ocasião. O solo, que tem como função principal receber as cargas das construções, precisa atingir uma resistência efetiva. Conhecendo suas propriedades, torna-se mais fácil a escolha de certos materiais que podem ajudar a melhorar a capacidade de resistência do solo. É necessário, em laboratórios de geotecnia, realizar ensaios que comprovam o tipo de solo e se atende às normas do projeto para que possa ser estabilizado. A estabilização com cimento é abordada nesse trabalho para a verificação de sua resistência, como também, se o solo atende aos requisitos para uma base asfáltica melhorada com cimento e se há viabilidade para adicionar cimento ao solo para ampliar a resistência da base para pavimentação.

PALAVRAS-CHAVE:

Solo. Cimento. Estabilização. Pavimentação.

ABSTRACT

In order to work with soil, their physical and mechanical properties were studied to be used in a proper way on each occasion. The main function of the soil is to receive the loads of the constructions and must reach an effective resistance. If you know their properties, it becomes easier to choose certain materials that can help improve the soil's resistance. It is necessary execute some tests in geotechnical laboratories to prove if the type of soil can get the standards of the project. The stabilization of the soil with cement, subject of this article, has its goals in examine if the soil meets the requirements for an improved asphalt base with cement and if it is practicable to add cement to the soil to increase the resistance of the base to paving.

KEYWORDS:

Soil. Cement. Stabilization. Paving.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Classificação Unificada	22
Figura 2 - Limites de Atterberg (estado do solo).....	25
Figura 3 - Estrutura de grãos isolados e alveolares	28
Figura 4 - Forma das partículas volumosas	28
Figura 5 - Estrutura do solo: (a) arranjo de agregados e espaços macroporos; (b) arranjo de domínios e aglomerados com partículas de tamanho de argila	29
Figura 6- Esquema de proposta de método de dimensionamento	32
Figura 7 - Metodologia de um procedimento mecanístico calibrado para dimensionamento de pavimentos.....	32
Figura 8 - Fluxograma do programa PAVE	33
Figura 9 - Processo completo de dimensionamento de pavimentos.....	34
Figura 10 - Estrutura tipo de pavimento flexível.....	35
Figura 11 - Estrutura tipo de pavimento semi-rígido	36
Figura 12 - Resposta mecânica do pavimento rígido – pressões distribuídas	37
Figura 13 - Comparação entre os tipos de estrutura do pavimento	37
Figura 14 - Localização da Construtora	38
Figura 15 - Exposição do material ao sol para secagem.....	39
Figura 16 - Separação dos materiais.....	40
Figura 17 - Pesagem do material após separação (2000 g)	41
Figura 18 - Cápsulas	42
Figura 19 - Cápsula com material homogêneo.....	42
Figura 20 - Aparelho de Casagrande com material	43
Figura 21 - Placa de vidro com material de 3 mm.....	44
Figura 22 - Cilindro metálico	46
Figura 23 - Soquete metálico.....	46
Figura 24 - Energias de compactação.....	47
Figura 25 - Material sendo homogeneizado	47
Figura 26 - Material sendo compactado em corpo de prova	48
Figura 27 - Corpos de prova.....	50
Figura 28 - Leituras de valores para cálculo do Índice Suporte Califórnia.....	50

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Decomposição de rochas	18
Quadro 2 - Consistência em função da resistência à compressão	21
Quadro 3 - Terminologia do sistema unificado	22
Quadro 4 - Classificação TRB/HRB	23
Quadro 5 - Índices de Plasticidade	26
Quadro 6 - Normas DNER	40
Quadro 7 - Leitura da expansão dos corpos de prova.....	51
Quadro 8 - Umidade total da amostra sem adição de cimento	52
Quadro 9 - Umidade higroscópica.....	52
Quadro 10 - Material passante de cada peneira.....	53
Quadro 11 - Umidade total da amostra com adição de 2% de cimento.....	53
Quadro 12 - Umidade higroscópica.....	54
Quadro 13 - Material passante de cada peneira.....	54
Quadro 14 - Umidade total da amostra com adição de 4% de cimento.....	55
Quadro 15 - Umidade higroscópica.....	55
Quadro 16 - Material passante de cada peneira.....	56
Quadro 17 - Limite de liquidez para solo sem adição de cimento	56
Quadro 18 - Limite de liquidez para solo com adição de 2% de cimento	57
Quadro 19 - Limite de liquidez para solo com adição de 4% de cimento.....	58
Quadro 20 - Limite de plasticidade para solo sem adição de cimento	60
Quadro 21 - Índice de plasticidade	60
Quadro 22 - Limite de plasticidade para solo com adição de 2% de cimento.....	60
Quadro 23 - Limite de plasticidade	61
Quadro 24 - Limite de plasticidade para solo com adição de 4% de cimento.....	61
Quadro 25 - Limite de plasticidade	61
Quadro 26 - Resultados da compactação do solo sem adição de cimento	62
Quadro 27 - Resultados da compactação do solo com adição de 2% de cimento.....	64
Quadro 28 - Resultados da compactação do solo com adição de 4% de cimento.....	66

LISTA DE TABELA

Tabela 1 - Classificação do tamanho das partículas de acordo com a AASHTO	19
Tabela 2 - Tamanho das partículas da areia	19
Tabela 3 - Diâmetro da malha de cada peneira	24
Tabela 4 - Redução em índices de acidentes em rodovia federal restaurada e duplicada	30
Tabela 5 - CBR do solo sem adição de cimento.....	63
Tabela 6 - CBR do solo com adição de 2% de cimento	65
Tabela 7 - CBR do solo com adição de 4% de cimento	67

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Limite de liquidez	57
Gráfico 2 - Limite de liquidez	58
Gráfico 3 - Limite de liquidez	59
Gráfico 4 - Densidade do solo seco x Umidade de compactação.....	62
Gráfico 5 - Curva do CBR.....	63
Gráfico 6 - Curva de expansão	63
Gráfico 7 - Densidade do solo seco x Umidade de compactação.....	64
Gráfico 8 - Curva do CBR.....	65
Gráfico 9 - Curva de expansão	65
Gráfico 10 - Densidade do solo seco x Umidade de compactação.....	66
Gráfico 11 - Curva do CBR.....	67
Gráfico 12 - Curva de expansão	67

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLA

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBR	California Bearing Ratio
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte
HRB	Highway Research Board
MPa	Megapascal
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
PAVE	Programa de Avaliação da Vida Escolar
TRB	Transportation Research Board

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	14
1.1 JUSTIFICATIVA.....	15
1.2 OBJETIVOS	16
1.2.1 Objetivo geral	16
1.2.2 Objetivos específicos.....	16
1.3 METODOLOGIA	16
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	17
2 SOLO	18
2.1 HISTÓRICO	18
2.2 ORIGEM.....	18
2.2.1 Pedregulho	19
2.2.2 Areia	19
2.2.3 Silte.	20
2.2.4 Argila	20
2.3 CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA	21
2.4 SISTEMA RODOVIÁRIO DE CLASSIFICAÇÃO TRB – TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (HRB/AASHTO).....	23
2.5 CLASSIFICAÇÃO GRANULOMÉTRICA.....	23
2.6 LIMITES DE ATTERBERG	24
2.6.1 Limite de liquidez	25
2.6.2 Limite de Plasticidade	26
2.6.3 Índice de Plasticidade.....	26
2.7 COMPACTAÇÃO	26
2.8 ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA	27
2.9 ESTRUTURA DO SOLO	27
2.9.1 Solos não-coesivos.....	27
2.9.2 Solos coesivos	28
3 PAVIMENTAÇÃO.....	30
3.1 HISTÓRICO	30
3.2 UTILIZAÇÃO.....	31

3.3	CLASSIFICAÇÃO DOS PAVIMENTOS.....	34
3.3.1	Pavimento Flexível	35
3.3.2	Pavimento Semi-Rígido.....	36
3.3.3	Pavimento Rígido	36
4	METODOLOGIA.....	38
4.1	SOLO	38
4.2	CIMENTO	39
4.3	ENSAIOS REALIZADOS.....	40
4.3.1	Ensaio de Solo - Análise Granulométrica por Peneiramento.....	40
4.3.2	Ensaio de Solos – Determinação do Limite de Liquidez.....	42
4.3.3	Ensaio de Solos – Determinação do Limite de Plasticidade	44
4.3.4	Ensaio de Solo - Compactação	45
4.3.5	Ensaio de Solo – Índice Suporte Califórnia – CBR.....	49
4.3.6	Adição de cimento	51
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	51
5.1	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	51
5.2	DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ E PLASTICIDADE	56
5.3	COMPACTAÇÃO E ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA.....	62
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	68
	REFERÊNCIAS	69

1 INTRODUÇÃO

Segundo Senço (2007) o pavimento é constituído por várias camadas, sendo elas: subleito, base, reforço do subleito e revestimento. São designadas para receber e distribuir esforços verticais vindos do tráfego de veículos, esforços horizontais e melhorar as condições de rolamento. O subleito é a fundação da estrutura, enquanto a base tem a função de resistir a todos os esforços verticais. O reforço do subleito é um complemento da camada, construída se necessário. O revestimento, que pode ser chamado de capa de rolamento, tem a função de impermeabilizar o pavimento, além de dar estabilidade e conforto ao tráfego, pois recebe diretamente as cargas verticais e as transmite para as camadas inferiores.

Sobre o comportamento estrutural, o Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte - DNIT (2006) classifica o pavimento como flexível, semi-rígido e rígido. O pavimento flexível faz com que toda sua estrutura sofra deformação elástica devido ao carregamento e distribui essa deformação em parcelas nas camadas. O pavimento rígido é feito com concreto, sendo ele armado ou não, ou seja, seu revestimento possui uma grande rigidez em relação às camadas abaixo e, com isso, absorve quase todas as tensões em que é submetido. O pavimento semi-rígido é caracterizado por possuir uma base combinada com um aditivo para melhorar sua resistência.

Ainda de acordo com DNIT (2006) no pavimento semi-rígido e flexível, a base ou sub-base podem ser granulares ou estabilizadas (com aditivos). Na base granular sua estabilização granulométrica pode ter uma camada de solo brita, brita graduada ou brita corrida, fazendo a compactação isolada ou combinando todos os materiais. A estabilização com aditivos consiste em adicionar cimento ou cal ao solo, podendo ser solo cimento, solo melhorado com cimento, solo cal ou solo melhorado com cal.

Segundo a norma 142 (DNIT, 2010), a mistura do solo é feita em proporções de cimento dosada em laboratório a fim de possuir uma boa resistência e durabilidade, podendo ser de 2 a 4% para um solo melhorado com cimento.

Além de conhecer as propriedades do pavimento é importante saber sobre o tipo de material que resiste aos esforços solicitantes oriundos dos veículos. O solo funciona como a fundação de uma estrutura para o pavimento, por isso, ao conhecer o tipo de solo que receberá a pavimentação pode ajudá-lo estabilizando a base para a melhoria da resistência e durabilidade desse asfalto (SENÇO, 2007).

Para Marques (2006), o cimento, ao ser adicionado no solo, altera sua plasticidade e pode possuir uma boa resistência mecânica. Além disso, o solo pode alterar a vulnerabilidade à água sem necessariamente sua cimentação ser acentuada.

Nos ensaios geotécnicos são analisados os comportamentos do solo, tendo assim, resultados da sua granulometria, plasticidade, resistência, teor de umidade e grau de compactação, facilitando também a compreensão sobre o seu comportamento para uma melhor trabalhabilidade. Dessa forma, o pavimento semi-rígido será melhor abordado posteriormente, fazendo ensaios para caracterizar o solo e adicionar cimento a base asfáltica em proporções de 2% e 4% para análise de uma resistência superior a encontrada no solo sem cimentação.

1.1 JUSTIFICATIVA

A pavimentação permite a estabilidade à superfície de rolamento, sendo assim, todo o tráfego que foi calculado para essa rodovia, em qualquer época do ano, é estável e possibilita conforto. O solo melhorado com cimento aumenta a resistência e melhora o comportamento estrutural do solo. Percebe-se que não falam muito em melhorar o solo com algum aditivo, há poucos estudos sobre esse tipo de solução para a pavimentação.

Abordaremos sobre a importância do solo melhorado com cimento através de ensaios identificando o comportamento estrutural e analisando a melhoria desse processo no ponto de vista da engenharia.

A estabilização dos solos permite melhorar as características do material encontrado no local para que o mesmo possa ser reutilizado na estrutura do pavimento sem que gastos elevados de escavação e transporte inviabilizem sua execução.

Identificando também uma economia futura positiva, uma pavimentação semi-rígida sofre menos desgastes ao longo do tempo, porque as deformações são asseguradas pela base cimentada, não transmitindo, assim, uma sobrecarga para as outras camadas, já a manutenção de uma pavimentação flexível não tem a base cimentada para absorver essas deformações, precisando então de manutenção em todas as camadas do pavimento.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo principal desta pesquisa foi analisar o solo natural e o solo com adição de cimento da região de Anápolis-GO para verificação da sua resistência e durabilidade a partir de ensaios realizados.

1.2.2 Objetivos específicos

Para atingir os resultados indicados no objetivo principal foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Analisar e classificar o tipo de solo da região estudada;
- Fazer ensaios de laboratório identificando a melhor dosagem de cimento/água/solo para resistir aos esforços solicitantes;
- Utilização de corpos de prova para análise da melhor resistência entre 2% e 4% de cimento inserido no solo;
- Exibir os resultados da pesquisa;

1.3 METODOLOGIA

- Foram realizados ensaios geotécnicos na Trade Construtora com o auxílio de engenheiro e laboratorista;
- Os ensaios tiveram três análises diferentes: o solo natural, o solo melhorado com 2% de cimento e o solo melhorado com 4% de cimento;
- O cimento utilizado foi o CP II F-40, um cimento mais fino, com adição de fíler, obtendo 40 MPa de resistência ao final dos seus 28 dias de cura;
- Após os ensaios obtém-se os resultados para resistência dos solos;
- Com os resultados, avalia-se então, a possibilidade de estabilizar a base para pavimento semi-rígido;

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está dividido nos seguintes capítulos:

No capítulo 1, Introdução, mostra-se uma breve análise sobre o que é pavimentação e como ela é dividida.

No capítulo 2, Solo, são apresentados os tipos de solos com os tamanhos dos grãos, suas classificações e suas estruturas.

No capítulo 3, Pavimentação, é retratada a utilização e a classificação dos pavimentos.

No capítulo 4, Metodologia, menciona-se cada ensaio realizado para caracterizar o solo.

No capítulo 5, Resultados e Discussões, mostra os resultados obtidos através dos ensaios geotécnicos.

No capítulo 6, Considerações finais, é apresentada a conclusão e o resultado final do trabalho.

2 SOLO

2.1 HISTÓRICO

O estudo dos solos é tão primitivo que pode ser comparado às civilizações, sendo iniciado com a precisão de trabalho do homem, descobrindo, assim, sua origem. Foi usada em construções de vivências passadas por Coulomb em 1773, e, logo mais, por Rankine e Darcy em 1856 com ensaios sem real propriedade científica. Já no século XX, o engenheiro civil Karl Terzaghi reconhecido por sua experiência, iniciou os estudos de Mecânica dos Solos marcando uma nova etapa da engenharia geotécnica (PINTO, 2006).

2.2 ORIGEM

A origem do solo é resultado da desagregação e decomposição das rochas a partir de processos mecânicos, químicos e biológicos. Sendo assim, a água, a temperatura, o vento e a vegetação fazem com que a rocha seja modificada dando origem ao solo, podendo ser, dessa forma, arenoso, pedregulhoso, siltoso ou argiloso. Referindo-se aos solos de partículas grossas como a areia e o pedregulho, solos de partículas medianas como o silte e solos de partículas finas como a argila, mostrados no quadro 1 (CAPUTO, 1988).

Quadro 1 - Decomposição de rochas

Tipo de rocha	Composição mineral	Tipo de solo	Composição
Basalto	Plagioclásio Piroxênios	Argiloso (pouca areia)	Argila
Quartzito	Quartzo	Arenoso	Quartzo
Filitos	micas (sericita)	Argiloso	Argila
Granito	Quartzo feldspato mica	areno-argiloso (micáceo)	quartzo e argila (micáceo)
Calcário	Calcita		Argila

Fonte: Manual de pavimentação DNIT, 2006.

Segundo Pinto (2006), as partículas dos solos granulares são mais visuais, enquanto as partículas de solo fino exigem melhor percepção, pois há grande disparidade de tamanho dos grãos que constituem o solo, como é retratado na tabela 2 a classificação da AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials, e apenas com o manuseio não identificamos sua classificação.

Tabela 1 - Classificação do tamanho das partículas de acordo com a AASHTO

Fração	Tamanho do grão (mm)
Pedregulho	De 76,2 a 2
Areia	De 2 a 0,075
Silte	De 0,075 a 0,002
Argila	Inferior a 0,002

Fonte: DAS, 2011.

2.2.1 Pedregulho

São solos com grãos de 2 mm a 76,2 mm caracterizados pela sua textura, compactidade e forma dos grãos que segundo Senço (2007, p.56) “[...] são constituídos por grãos angulares, arredondados ou menos achatados”.

2.2.2 Areia

“Partículas de areias são constituídas principalmente por quartzo e feldspato, mas outros grãos minerais também podem estar presentes.” (DAS, 2011, p. 19).

A tabela 3 mostra que a areia pode ser definida pelo tamanho dos seus grãos:

Tabela 2 - Tamanho das partículas da areia

Grãos	Tamanho das partículas (mm)
Areia	De 2 a 0,075
Areia grossa	De 2 a 0,42
Areia fina	De 0,42 a 0,075

Fonte: DNIT, 2006.

Segundo o manual do DNIT (2006, p.23), a areia, assim como o pedregulho, “são solos praticamente desprovidos de coesão: sua resistência à deformação depende fundamentalmente do entrosamento e atrito entre os grãos e da pressão normal (à direção da força de deformação) que atua sobre o solo”.

De acordo com Pinto (2006), a compacidade é um fator importante para ser analisado na areia e ela depende do índice de vazios do solo. Se uma areia for jogada em um recipiente, seu índice de vazios será alto, o solo vai estar em seu estado fofo e será calculado o índice de vazios máximo, porém, se nessa mesma areia tiver vibrações, seu estado será compactado, reduzindo assim, o índice de vazios e podendo ser calculado o índice de vazios mínimo. Pinto (2006, p. 40) descreve “Em geral, areias compactas apresentam maior resistência e menor deformabilidade. Essas características, entre as diversas areias, dependem também de outros fatores, como a distribuição granulométrica e o formato dos grãos”.

2.2.3 Silte

“São solos intermediários, podendo tender para o comportamento arenoso ou para o argiloso, dependendo da sua classificação granulométrica da forma e da composição mineralógica de seus grãos” (DNIT, 2006, p.23).

Segundo Pinto (1998), para análise tátil-visual, o solo siltoso é aquele que ao manuseá-lo em contato com a água registra uma sensação de solo macio, já o material seco, ao tocar, é facilmente esfarelado, o solo siltoso se caracteriza pela sua compacidade.

2.2.4 Argila

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte - DNIT descreve a argila de acordo com sua espessura:

Devido à finura, forma e composição mineralógica de seus grãos, o comportamento geral das argilas varia sensivelmente com a quantidade de água que envolve tais grãos. Assim, apresentam esses solos em determinada gama de umidade, características marcantes de plasticidade, permitindo a mudança de forma (moldagem) sem variação de volume, sob a ação de certo esforço. Sua coesão é função do teor de umidade: quanto menos úmidas (mais secas), maior a coesão apresentada, podendo variar o valor da coesão (do estado úmido ao seco), numa dada argila, entre limites bem afastados (DNIT, 2006, p. 23).

De acordo com Pinto (2006), a argila possui uma certa consistência, visto que, ao manipular, ela é mais firme do que as areias. Com isso, faz-se um ensaio de compressão simples das argilas para definir a sua consistência. O estado da argila em função da sua resistência é mostrado no quadro 2.

Quadro 2 - Consistência em função da resistência à compressão

Consistência	Resistência, em Kpa
Muito mole	< 25
Mole	25 a 50
Média	50 a 100
Rija	100 a 200
Muito rija	200 a 400
Dura	> 400

Fonte: PINTO, 2006.

Existem vários tipos de solo com comportamentos diferentes, por conta dessa diversidade os solos foram classificados para um melhor entendimento. De acordo com Pinto (2006, p.63) “O objetivo da classificação dos solos, sob o ponto de vista de engenharia é poder estimar o provável comportamento do solo ou, pelo menos, orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema”.

2.3 CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA

A classificação unificada foi desenvolvida para melhor assimilação dos solos, criada pelo Professor Casagrande. Dessa forma, os solos se classificam pela junção de duas letras, começando com os cinco principais solos, e após, temos quatro características secundárias do solo, visto que a turfa é um solo orgânico sem oxigenação. (PINTO, 2006). No quadro 3 são expressadas as letras com seus respectivos solos.

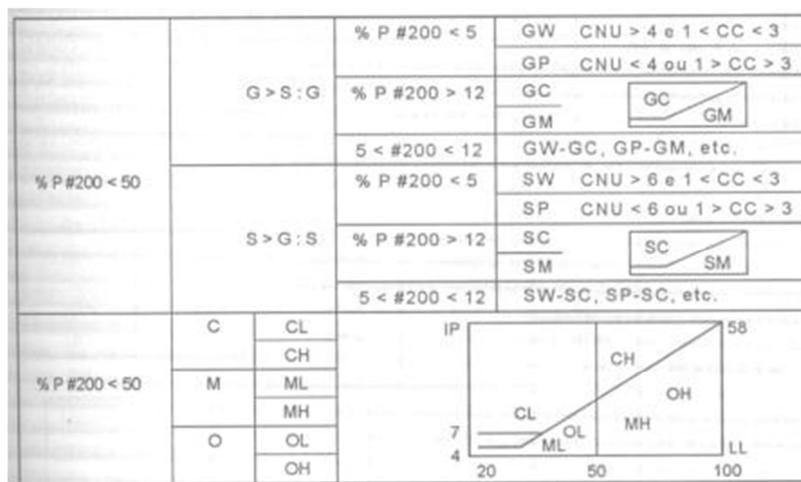
Quadro 3 - Terminologia do sistema unificado

G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo orgânico
W	Bem graduado
P	Mal graduado
H	Alta compressibilidade
L	Baixa compressibilidade
Pt	Turfas

Fonte: PINTO, 2006.

Segundo Caputo (1988), se a porcentagem dos grãos for inferior a 50% passante na peneira 200, o solo é de granulação grosseira (S e G). Se a porcentagem passante na peneira 200 for superior a 50% o solo é de granulação fina (M, C e O). É possível classificar os solos granulares (S e G) como, bem graduado e mal graduado, através da sua composição granulométrica. Já os solos de granulação fina (M, C e O) determina-se a baixa compressibilidade ($LL < 50$) e alta compressibilidade ($LL > 50$) por meio da carta de plasticidade, como é visto na figura 1.

Figura 1 - Classificação Unificada



Fonte: PINTO, 2006.

2.4 SISTEMA RODOVIÁRIO DE CLASSIFICAÇÃO TRB – TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (HRB/AASHTO)

Esse sistema é o mais conhecido entre os engenheiros rodoviários. De acordo com Caputo (1988), assim como a classificação unificada, também é utilizado os limites de Atterberg e o ensaio de granulometria para sua classificação. Ele se divide em 7 grupos sendo A-1 a A-7 e subgrupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7, A-7-5 e A-7-6. Será um solo de granulação grosseira quando a porcentagem passante da peneira 200 for inferior a 35%, quando a porcentagem passante na peneira 200 for superior a 35%, será um solo de granulação fina. Para classificar um subgrupo é necessário o Índice de Plasticidade e Limite de liquidez. Segundo Das (2007, p. 70), “para avaliar a qualidade de um solo como material de subleito de rodovia, deve-se também incorporar um número chamado índice de grupo (IG) com os grupos e subgrupos do solo”. A sua classificação é mostrada no quadro 4.

Quadro 4 - Classificação TRB/HRB

Classificação Geral	Solos Granulares (P200 < 35%)							Solos Silto-Argilosos (P200 > 35%)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
P10	<50										
P40	<30	<50	>50								
P200	<15	<25	<10	<35	<35	<35	<35	>35	>35	>35	>35
LL				<40	>40	<40	>40	<40	>40	<40	>40
LP	<6	<6	NP	<10	<10	>10	>10	<10	<10	>10	<10
Índice de Grupo (IG)	0	0	0	0	0	<4	<4	<8	<12	<16	<20
Tipos de material	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia fina	Pedregulhos e areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Classificação do subleito	Excelente a bom						Regular a mau				

Fonte: CAPUTO, 1988.

2.5 CLASSIFICAÇÃO GRANULOMÉTRICA

De acordo com Das (2011), a análise granulométrica indica o tamanho das partículas que estão em um solo declaradas como uma parte do peso total. Em grãos maiores que 0,075

mm é utilizado o ensaio de peneiramento, para essa análise são usadas peneiras, cada uma com abertura diferente, como está sendo mostrado na tabela 5, que determinará o diâmetro dos grãos. Elas são colocadas de cima para baixo, de forma decrescente e o peneiramento pode ser executado manualmente ou mecanicamente. É determinada assim, a massa retida em cada malha.

Tabela 3 - Diâmetro da malha de cada peneira

Nº	Abertura (mm)
200	0,075
100	0,15
40	0,42
10	2,09
4	4,8

Fonte: DNIT, 2006.

O resultado da massa retida em cada malha é representado por uma curva granulométrica descrita como:

[...] é traçado por pontos em um diagrama semi-logarítmico; no qual, sobre o eixo das abscissas, são marcados os logaritmos das dimensões das partículas e sobre o eixo das ordenadas as porcentagens, em peso, de material que tem dimensão média menor que a dimensão considerada (CAPUTO, 1988, p. 25).

Entretanto, para os solos com granulação fina, somente a classificação granulométrica não os caracteriza, pois a estrutura desses solos é mais complexa se a análise partir do seu comportamento com água. Por isso, são determinados os limites de Atterberg. (PINTO, 2006).

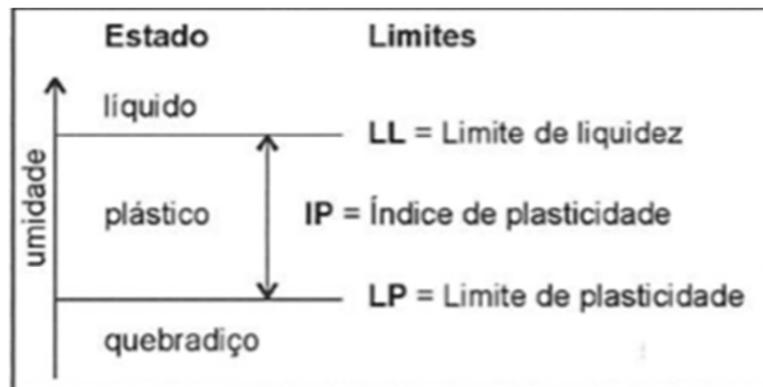
2.6 LIMITES DE ATTERBERG

Pinto (2006) define que, a partir do teor de umidade, os limites são fundamentados de acordo com a verificação de aspectos distintos de um solo argiloso. Ao encontrar-se muito úmido, o comportamento é de um líquido, se tornando plástico ao se desfazer de uma parte da água, ou seja, quanto mais seco estiver mais quebradiço ficará. Atterberg, engenheiro

químico, apresentou métodos de ensaios para sua determinação e, logo mais, Casagrande que foi um professor de Mecânica dos Solos adaptando o ensaio.

De acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), no ensaio de plasticidade que visa caracterizar o solo argiloso é determinado pelo Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP). Na figura 2, percebe-se que quando o solo apresenta muita umidade se enquadra no estado líquido e conforme a água vai evaporando muda seu estado para plástico. A umidade limite entre esses dois estados é dada pelo Limite de Liquidez. A evaporação da água continuará passando o solo para o estado semi-sólido. O Índice de Plasticidade (IP), que é a faixa de valores onde o solo se comporta plasticamente, é definido pela diferença entre os dois valores obtidos do LL e LP.

Figura 2 - Limites de Atterberg (estado do solo)



Fonte: PINTO, 2006.

2.6.1 Limite de liquidez

O Limite de Liquidez é determinado através do aparelho de Casagrande.

Ele é definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar numa concha. Diversas tentativas são realizadas, com o solo em diferentes umidades: anota-se o número de golpes para fechar a ranhura e obtém-se o limite pela interpolação dos resultados. O procedimento do ensaio é padronizado no Brasil pela ABNT (Método NBR 6459) (PINTO, 2006, p. 25).

2.6.2 Limite de Plasticidade

O Limite de Plasticidade é definido por um molde cilíndrico com 3 mm de diâmetro, com o menor teor de umidade, sendo moldado com a palma da mão rolando o material. O método é feito pela NBR 7180 padronizado no Brasil. (PINTO, 2006).

2.6.3 Índice de Plasticidade

A diferença da umidade do Limite de Liquidez com o Limite de Plasticidade atinge-se o Índice de Plasticidade. Caputo (1988, p. 56) diz que “o Índice de Plasticidade define a zona em que o terreno se acha no estado plástico e, por ser máximo para as argilas e mínimo, ou melhor, nulo para as areias, fornece um critério para se ajuizar do caráter argiloso de um solo; assim, quanto maior o IP, tanto mais plástico será o solo”. A definição dos Índices de Plasticidade são mostrados no quadro 5:

Quadro 5 - Índices de Plasticidade

Fracamente plásticos	$1 < IP < 7$
Medianamente plásticos	$7 < IP < 15$
Altamente plásticos	$IP > 15$

Fonte: CAPUTO, 1988.

2.7 COMPACTAÇÃO

A compactação de um solo é um processo manual ou mecânico que tende diminuir o volume dos vazios, tornando mais estável, melhorando sua resistência (CAPUTO, 1988).

Caputo (1988) indica que é de extrema importância conhecer a estabilização dos maciços terrosos para sua caracterização quanto à resistência, permeabilidade, compressibilidade e absorção d'água. Na compactação ocorre a eliminação do ar do solo e, com isso, estabelece uma curva.

A norma 162 do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER, 1994) demonstra o desenho da curva de compactação que indica a densidade em coordenadas e o teor de umidade em abscissas e sua curva tem um formato parabólico.

2.8 ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA

Segundo Carvalho et al. (1991), o uso do CBR – California Bearing Ratio expandiu-se a outros países pelo seu método usual para dimensionar pavimentos e obter conhecimento de sua resistência à capacidade de suporte de solos compactados utilizando a seleção de material e controle de subleitos.

O ensaio relatado por PORTER (1942), seu criador, é extremamente útil até os dias de hoje para um projeto de dimensionamento de pavimentos flexíveis, podendo ser executado em todos os tipos de solo.

Ainda sobre PORTER (1942), o resultado obtido no ensaio CBR avalia o potencial de ruptura do subleito, ele indica a resistência à penetração de um cilindro padronizado em uma amostra do solo compactado. O índice de expansão do solo é conhecido através da saturação por imersão dos corpos de prova.

2.9 ESTRUTURA DO SOLO

“Estrutura de um solo é o termo que se usa para designar a situação de arranjo das partículas no interior da massa. Por consequência, se variamos o arranjo, estamos variando a estrutura” (SENÇO, 2007, p. 45).

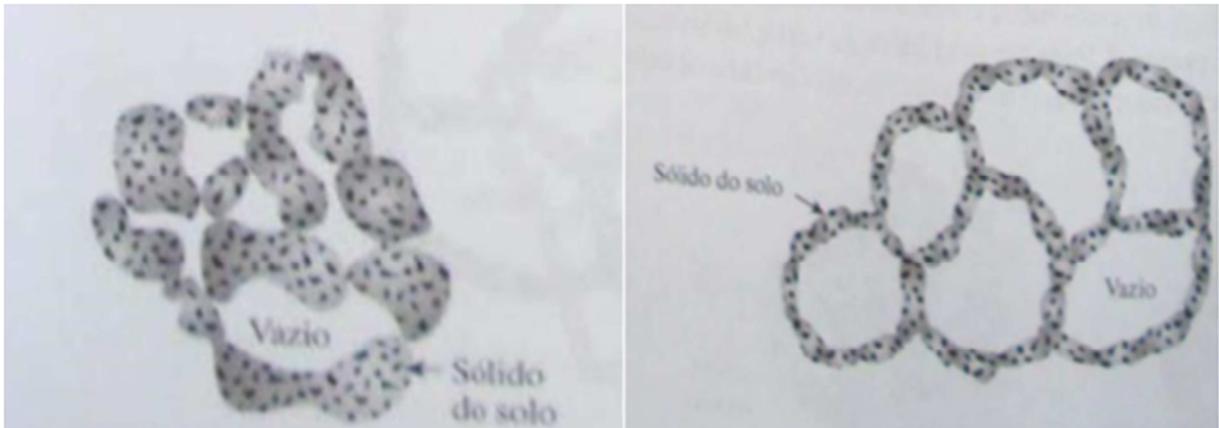
2.9.1 Solos não-coesivos

Os solos não coesivos se exibem na forma de grãos parcialmente grandes, sendo eles ricos em areia. A água que passa por eles logo ocupa os vazios entre os grãos de areia, tendo seu acúmulo nas camadas mais profundas, pois estes grãos não permitem a retenção da água por um longo tempo (PROENC, 2012).

Segundo Das (2007), os solos não coesivos, são divididos em grãos isolados e alveolares. Seus grãos ficam em contato entre si, a forma, distribuição das partículas e suas posições influenciam em sua densidade de agrupamento, com isso há um grande intervalo de índice de vazios. Isso acontece em estrutura de grãos isolados.

Das (2007) prossegue que na estrutura de grãos alveolares há solos finos, como areia fina e silte em sua estrutura, formando arcos com corrente de partícula. Esse tipo de solo apresenta grande índice de vazios. Na figura 3 é mostrada como cada estrutura se comporta.

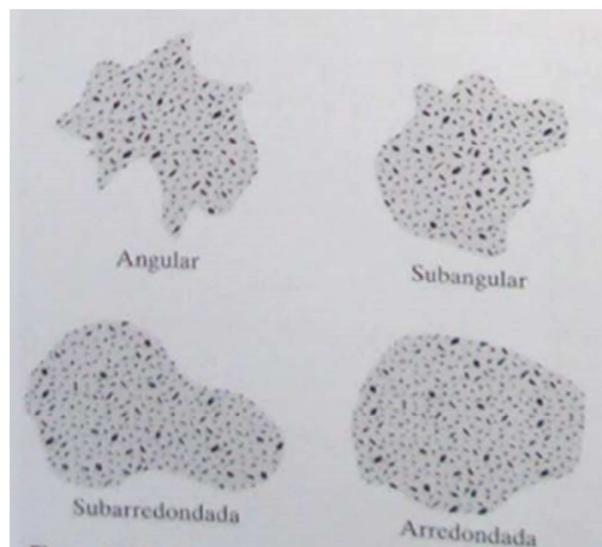
Figura 3 - Estrutura de grãos isolados e alveolares



Fonte: DAS, 2007.

De acordo com Puppi (2004), as areias são constituídas basicamente por grãos de quartzo, sendo elas frações grossas do solo. Esses grãos têm diferentes definições, sendo assim, angulares, subangulares, subarredondada ou arredondados, como é mostrado na figura 4. Englobando uma grande proporção de mica, ou seja, cristais monoclinicos, algumas destas areias ficam excessivamente elásticas.

Figura 4 - Forma das partículas volumosas



Fonte: DAS, 2007.

2.9.2 Solos coesivos

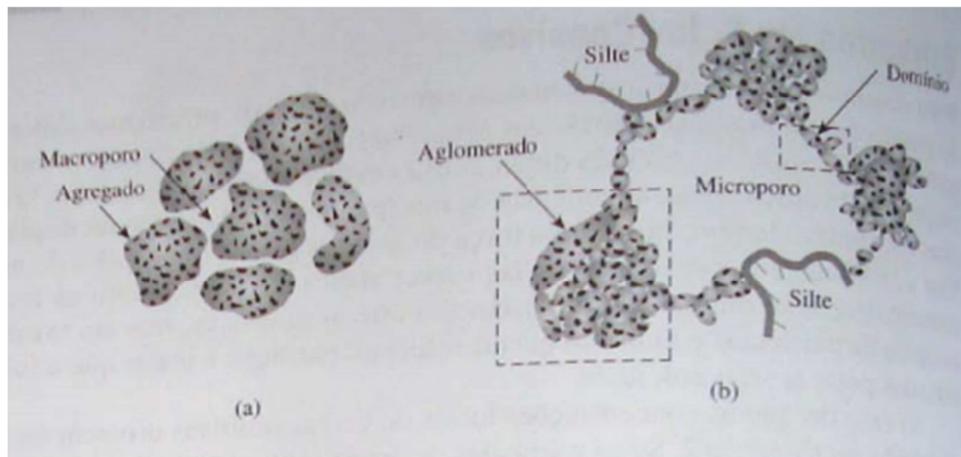
Os solos coesivos possuem partículas de tamanhos extremamente reduzidos, apresentando muita argila. Diferentemente dos solos não coesivos, os coesivos retêm por mais

tempo a água em seus minúsculos espaços entre os grãos de argila, transformando-se assim, em barro (PROENC, 2012).

Os solos com diâmetro de grãos inferiores a 0,002 mm são as argilas, com pequenas partículas cristalinas de um ou de alguns elementos de um grupo reduzido de minerais. São silicatos hidratados de alumínio, com magnésio ou ferro, sendo ocupada toda ou parte das posições do alumínio em alguns minerais, com elementos alcalinos ou alcalino-terrosos (PUPPI, 2004).

Considerando a coesão dos solos, associados a erodibilidade, temos que Nogami e Villibor (1995) definem que solos excessivamente coesivos não são erodíveis, independente do teor de umidade do mesmo. Destaca-se também que os solos não coesivos são extremamente erodíveis com qualquer ação da água no solo. Todavia, a oscilação do clima, do tempo e do espaço trazem uma enorme complexidade para avaliar a coesão superficial dos solos, em especial para solos residuais que não são saturados. Assim como, em solos argilosos, a aparição de trincas e fissuras pela perda de umidade. O solo coesivo pode apresentar ação granular se houver a manifestação de trincas ocasionando o “empastilhamento” do solo. A figura 5 mostra a estrutura do solo coesivo.

Figura 5 - Estrutura do solo: (a) arranjo de agregados e espaços macroporos; (b) arranjo de domínios e aglomerados com partículas de tamanho de argila



Fonte: DAS, 2007.

3 PAVIMENTAÇÃO

3.1 HISTÓRICO

O manual de pavimentação do DNIT (2006) analisa que com o intercâmbio entre Brasil e Estados Unidos houve a precisão de técnicas de pavimentação após a década de 50, resultando assim, uma uniformização e normalização dos critérios de serviço e os processos de construção que deu início a primeira edição do Manual de Pavimentação em detrimento da dedicação dos técnicos do DNER, em 1960, vindo após alguns anos a segunda e terceira edição, em 1996 e 2006 para ajuste do Manual ao modelo DNIT.

Segundo Balbo (2007) as rodovias eram parte de sociedades desenvolvidas e precisavam de manutenção, pois degradavam com o passar do tempo. Sendo que, no Brasil, tem-se como exemplo uma rodovia de 83 km no estado de São Paulo que foi construída em 1972 e não teve o devido tratamento de manutenção por dez anos consecutivos, fazendo os motoristas trafegarem por outra rota 45 km mais amplo para saírem sem prejuízos, sendo utilizado mais lubrificante, combustível e tempo, ocasionando também o agravamento do tráfego da rota alternativa, a rodovia estadual. Resolvendo somente após outros cinco anos com uma passeata imposta ao governo.

A BR-101 teve de ser duplicada e restaurada depois de vários acidentes com mortes como mostra a Tabela 6.

Tabela 4 - Redução em índices de acidentes em rodovia federal restaurada e duplicada

ANO	ACIDENTES	FERIDOS	VÍTIMAS FATAIS
1994	1.145	704	78
1995	1.282	759	108
1996	1.495	813	123
1997	1.440	728	85
1998	1.285	505	65
1999	1.169	494	42

Fonte: BALBO, 2007.

3.2 UTILIZAÇÃO

Desde longa data, os trabalhos científicos de dimensionamento de pavimentos asfálticos tradicionais foram feitos a partir de cálculos empíricos, para uma melhor resolução, buscam diminuir ou eliminar essa porção de empirismo nos novos cálculos. Apesar disso, ainda não foi produzida uma forma de dimensionamento próprio para uniformizar o estado-da-arte no Brasil pelos órgãos regulamentadores nacionais, DNIT e DERs (MOTTA, 1991).

Durante o século XX, as técnicas de projeto de pavimentos asfálticos foram agrupadas em cinco categorias: métodos empíricos, com ou sem ensaio de resistência do solo; métodos limitando a ruptura por cisalhamento; métodos limitando a ruptura por deformação vertical; métodos de acordo com o desempenho de pavimentos em pistas experimentais; e métodos mecanístico-empíricos (HUANG, 2003).

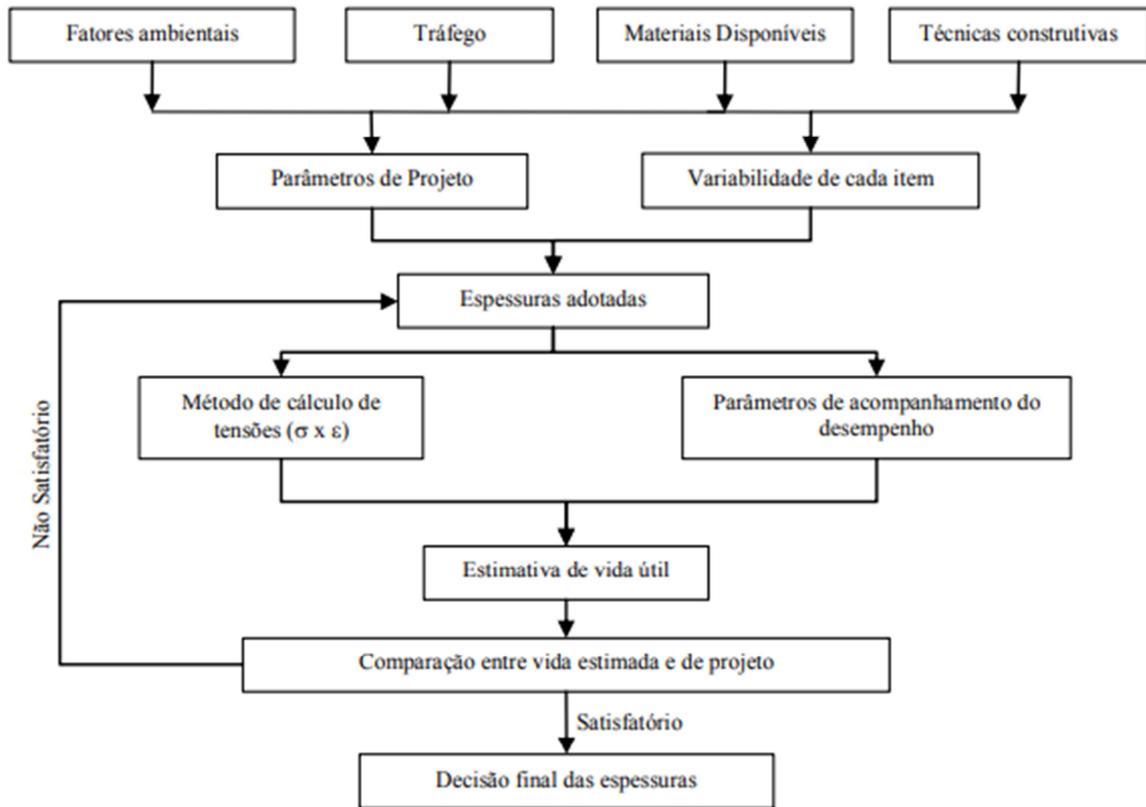
Conforme Bernucci et al. (2007), o uso do asfalto em pavimentação promove uma forte ligação dos agregados, atuando como ligante que proporciona flexibilidade, aplicando aquecido ou emulsionado, trazendo durabilidade e resistência à atuação da maior parte dos ácidos, álcalis e sais, sendo, dessa forma, impermeabilizante.

O betume é uma combinação de hidrocarbonetos solúvel no bissulfeto de carbono. Possuindo betume, o asfalto e o alcatrão são materiais betuminosos com características diferentes, o asfalto é uma combinação de hidrocarbonetos derivados do petróleo, podendo ser obtida naturalmente ou por destilação, incluindo alguns outros elementos em menores quantidades como o oxigênio, o nitrogênio e o enxofre, já o alcatrão se adquire com a queima ou destilação destrutiva do carvão, sendo uma denominação genérica do produto que possui hidrocarbonetos (BERNUCCI et al., 2007).

Os pavimentos asfálticos possuem defeitos que são ocasionados pela aplicabilidade incorreta de práticas de construção, pela ausência da manutenção, por falhas no dimensionamento estrutural e retratam motivos complementares que influenciam na causa da ruptura do pavimento (YODER E WITCZAK, 1975).

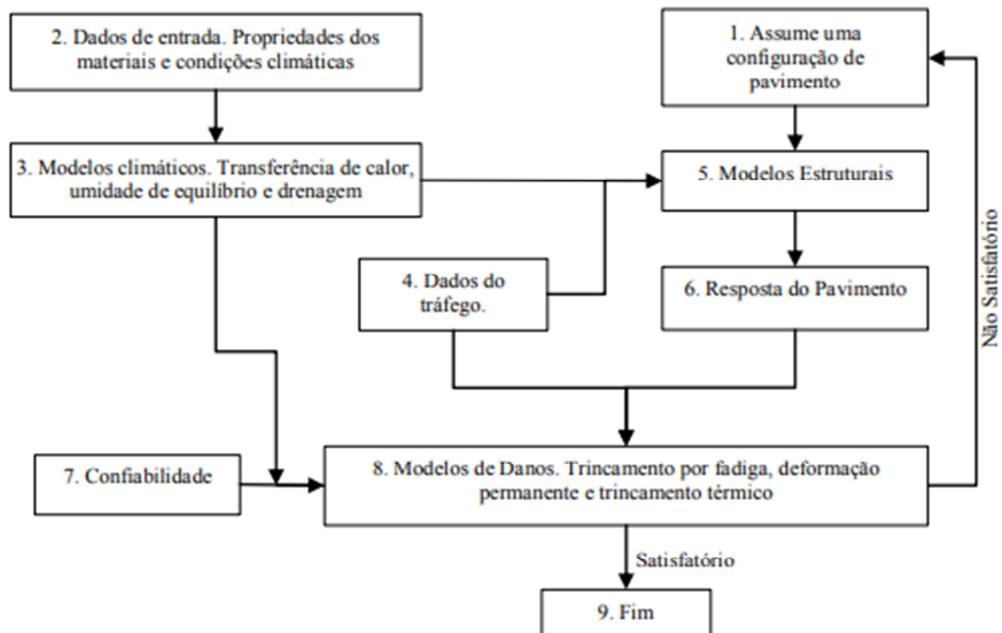
O dimensionamento de pavimentos asfálticos está sendo expresso em métodos analíticos ao decorrer do tempo e muitos autores representam em diagramas com técnicas detalhadas para a determinação das espessuras das camadas da estrutura. A Figura 6 e a Figura 7 resumem, nessa ordem, os fluxogramas representados por MOTTA (1991) e HUANG (2003).

Figura 6- Esquema de proposta de método de dimensionamento



Fonte: MOTTA, 1991.

Figura 7 - Metodologia de um procedimento mecânico calibrado para dimensionamento de pavimentos

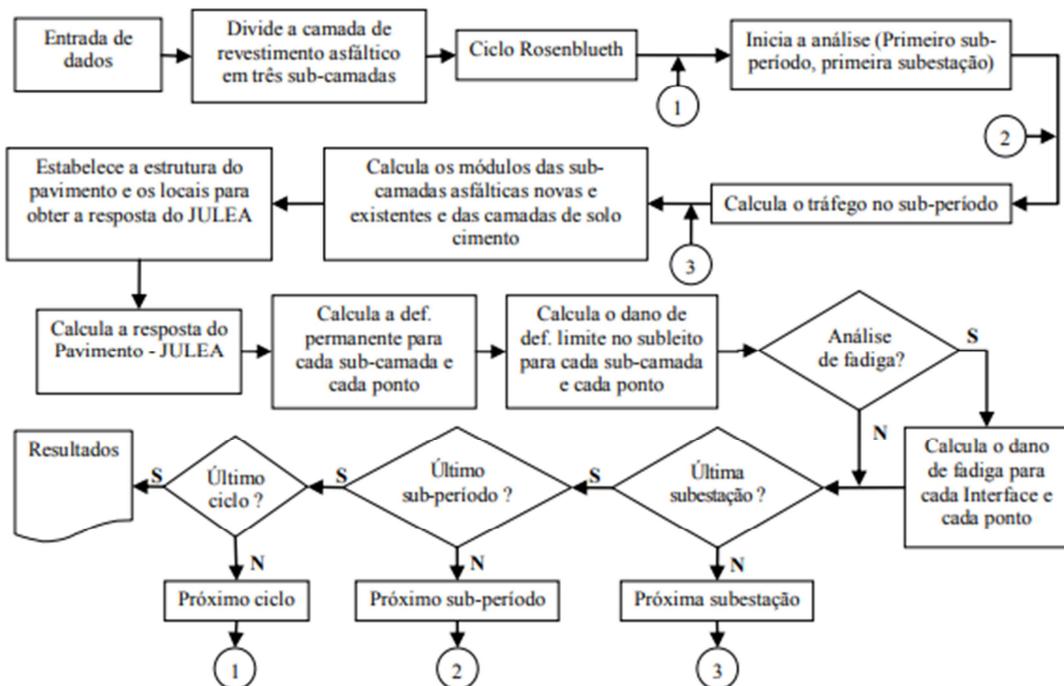


Fonte: HUANG, 2003.

De acordo com NCHRP – National Cooperative Highway Research Program (2004) a asserção de dimensionamento mecânico - empírico da AASHTO exige comunicação manual do projetista, sucedendo no Programa de Avaliação da Vida Escolar - PAVE (FRANCO, 2000), de acordo com o fluxograma de funcionamento exibido na Figura 8. Portanto, o método da AASHTO possibilita examinar minuciosamente se o dimensionamento atende os fatores de desempenho especificados a princípio. Não atendendo os fatores de desempenho, deve ser feito um novo teste pelo projetista, para assim, satisfazer as condições especificadas.

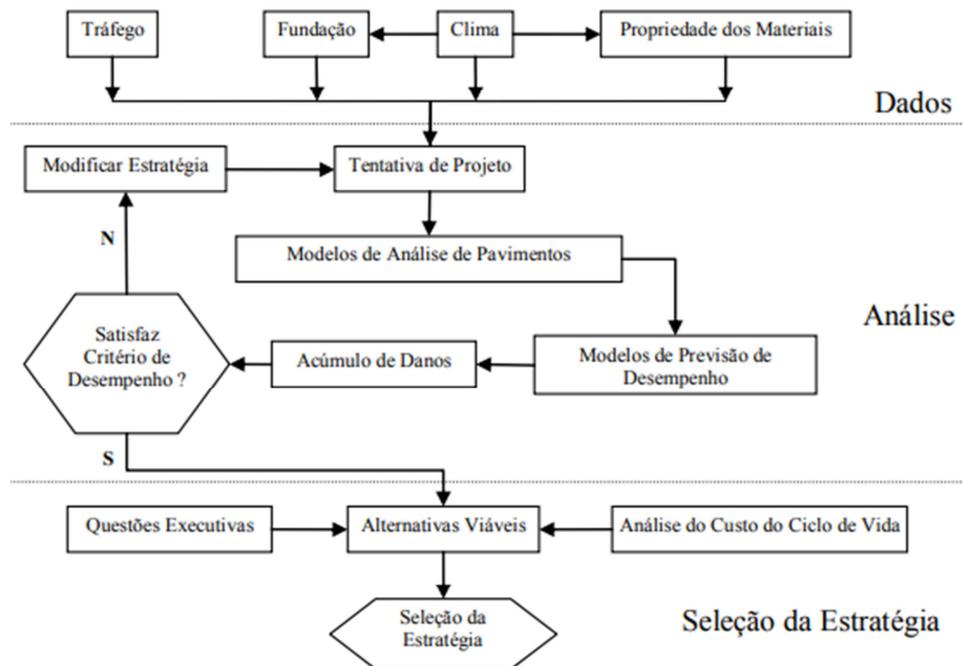
Conforme esse Guia, o desempenho do pavimento asfáltico é estimado em formas de deformação permanente (trilha de roda afundada), trincamento pela fadiga, trincamento por temperatura e nível de alteração. Ilustrando na Figura 8 o fluxograma do desenvolvimento de dimensionamento elaborado pela AASHTO e o processo de dimensionamento de pavimentos mostrado na Figura 9.

Figura 8 - Fluxograma do programa PAVE



Fonte: FRANCO, 2000.

Figura 9 - Processo completo de dimensionamento de pavimentos



Fonte: NCHRP, 2004.

3.3 CLASSIFICAÇÃO DOS PAVIMENTOS

Croney e Croney (1991) não expressam o termo “pavimento semi-rígido” como distinção de condições clássicas de pavimentos; apresentando somente os termos “rígido”, impondo a existência de revestimento em concreto de cimento Portland, e “flexível” que permite um revestimento asfáltico, sendo, dessa forma, apenas flexível ou rígido, no Reino Unido.

Nos EUA, a mesma ideia é apresentada por Yoder e Witczak (1975), utilizam somente os termos rígido e flexível, contendo descrições parecidas que tornam a análise um pouco mais complexa pela falta de outras especificações, ou seja, há falta de um sólido apoio, apresentando alguns conceitos que atingem algo superficial com reducionismos típicos.

Dessa forma, se um pavimento tiver revestimento asfáltico e base de solo-cimento, temos na nomenclatura internacional, um pavimento semi-rígido. Cada estrutura deve ser visualizada como única para definir sua classificação, expondo assim, um exemplo em que um pavimento é constituído por um revestimento flexível e uma base rígida, ou o inverso. Analisando que o revestimento é flexível se houver mistura asfáltica e rígido se for utilizado concreto de cimento Portland. Portanto, a base que for mesclada com algum material tratado

com cimento será rígida e a que apresenta apenas material granular é uma base flexível (BALBO, 2007).

3.3.1 Pavimento Flexível

Pavimento flexível é aquele que todas as camadas resistem a deformações elásticas significativas fazendo a distribuição da carga quando impostas a um carregamento aplicado. Desta maneira, temos o exemplo de um pavimento composto por uma base de brita (brita graduada, macadame) ou por uma base de solo pedregulhoso, envolvida por uma camada asfáltica (DNIT, 2006).

Conforme Silva (2009), pavimentos flexíveis são fundidos por uma ou mais camadas de misturas betuminosas fixadas imediatamente ao longo das camadas granulares indicada na Figura 10.

Figura 10 - Estrutura tipo de pavimento flexível

	Tipo de Material	Tipo de Camada
Pavimento	Misturas Betuminosas	Camada de Desgaste
	Misturas Betuminosas	Camada de Regularização
	Misturas Betuminosas Materiais Granulares	Camada de Base
	Materiais Granulares Solos Tratados Solos Seleccionados	Camada de Sub-Base
Fundação	Materiais Granulares solos Tratados Solos Seleccionados	Leito do Pavimento
	Atérrio Terreno Natural	

Fonte: SILVA, 2009.

Senço (2007) afirma que os pavimentos flexíveis não levam ao rompimento sendo expostas a uma carga limite, sofrendo apenas deformações. Sendo avaliados na flexão dimensionando geralmente a tração e a compressão.

3.3.2 Pavimento Semi-Rígido

Os pavimentos semi-rígidos são integrados superficialmente pelo desgaste de materiais betuminosos fixados na camada de base tendo finalidade estrutural composta por materiais granulares ligados ao cimento, apresentados na Figura 11 (SILVA, 2009).

Figura 11 - Estrutura tipo de pavimento semi-rígido



Fonte: SILVA, 2009.

A base precisa ser cimentada com aglutinante de característica cimentícia, podendo ser, uma camada de solo-cimento coberta por uma camada asfáltica. O solo-cimento é apropriado somente para bases ou sub-bases por exprimir baixo custo de início e ter uma boa longevidade. Logo, é executada no local a mistura de solo, água e cimento (DNIT, 2006).

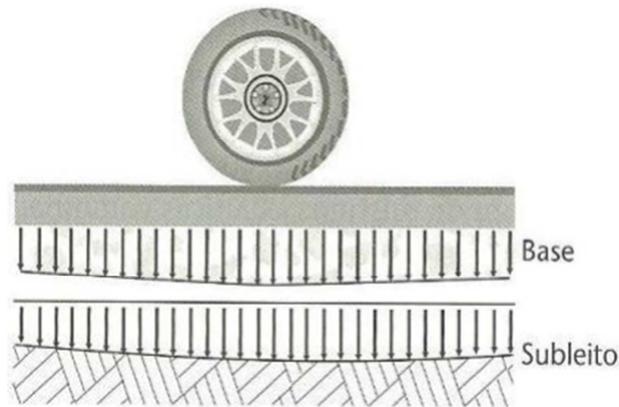
O pavimento é declarado como semi-rígido quando a base cimentada é revestida por material betuminoso. Já o pavimento que tem reforço de concreto asfáltico sobre uma placa de concreto é declarado como pavimento composto (MEDINA, 1997).

3.3.3 Pavimento Rígido

O pavimento rígido tem um revestimento que ocasiona uma excelente firmeza comparando às camadas secundárias, tendo a absorção completa das tensões oriundas da carga aplicada ao pavimento (DNIT, 2006).

De acordo com Senço (2007) os pavimentos rígidos deformam em pequena quantidade, pois sua composição é de concreto de cimento. Portanto quando há deformação, a ruptura ocorre por tração na flexão, ilustra-se na Figura 12 as pressões distribuídas.

Figura 12 - Resposta mecânica do pavimento rígido – pressões distribuídas



Fonte: BALBO, 2007.

Os pavimentos rígidos apresentam espessuras estipuladas a partir da resistência à flexão das lajes de concreto. Esse revestimento é composto de ligantes de cimento (BAPTISTA, 1978).

O decréscimo da capacidade de carga do pavimento rígido é apresentado pela aparição e o avanço de várias falhas típicas para este tipo de pavimento e analisa a danificação das propriedades funcionais (VELOSO, 2000). Para exemplificar, a Figura 13 compara os três tipos de pavimento citados no trabalho.

Figura 13 - Comparação entre os tipos de estrutura do pavimento



Fonte: ADADA, 2008.

4 METODOLOGIA

4.1 SOLO

Para a realização dos ensaios geotécnicos, foi retirada uma amostra de solo da empresa Trade onde se executa obras de Terraplenagem, Pavimentação, Drenagem, Saneamento, Urbanização, Conservação e Obras de Artes Especiais que se localiza nas ordenadas 16° 24' 27" Sul e 48° 55' 31" Oeste e é mostrada na figura 14:

Figura 14 - Localização da Construtora



Fonte: Google maps, 2018.

Essa amostra de solo foi retirada três vezes do mesmo local para fazer os ensaios do solo sem cimento, o solo acrescido de 2% de cimento e o solo acrescido de 4% de cimento para análise da resistência. De acordo com a especificação de solo melhorado com cimento ele deve ter apenas de 2 a 4% de cimento para uma base asfáltica semi-rígida, pois acima de 4% temos uma base rígida.

Após um dia de secagem, sem exceder 60 °C, o material já estava pronto para ser feito o ensaio. A figura 15 é mostrada como o solo é destorrado para ficar no sol.

Figura 15 - Exposição do material ao sol para secagem



Fonte: Próprios autores, 2018.

4.2 CIMENTO

O cimento que se utilizará para a mistura com o solo é o CP II F 40 com um f_{ck} de 40 MPA com uma porcentagem de 2% e 4%. Por se tratar de um cimento mais fino, seu processo de cura tem um curto período de tempo e possui características de resistência mais elevadas em todas as idades.

4.3 ENSAIOS REALIZADOS

A primeira etapa é a coleta do material, deixando secar ao ar livre por 24 horas. Feito isso, o solo é separado com uma quantidade certa para os ensaios, de acordo com as normas do quadro 6 abaixo:

Quadro 6 - Normas DNER

Análise granulométrica	DNER- ME 080/94
Determinação do limite de liquidez	DNER-ME 122/94
Determinação do limite de plasticidade	DNER-ME 082/94
Ensaio de compactação	DNER-ME 162/94
Determinação do Índice de Suporte Califórnia	DNER-ME 049/94

Fonte: Próprios autores, 2018.

4.3.1 Ensaio de Solo - Análise Granulométrica por Peneiramento

Após um dia de secagem, sem exceder 60 °C, o material já estava pronto para ser utilizado, com isso, fez-se o peneiramento dos agregados: fino, médio e grosso, pesando separadamente, como mostra a Figura 16. Passando o fino na peneira de 0,075 mm, o médio na peneira de 2,0 mm e o grosso na 4,75 mm de acordo com a norma 080 (DNER, 1994).

Figura 16 - Separação dos materiais



Fonte: Próprios autores, 2018.

O material que ficou retido na peneira de 2,0 mm, após pesado, foi lavado na própria peneira com a finalidade de expelir o material mais fino que estava acoplado ao material já peneirado para depois ser levado à estufa e retirado após secagem do mesmo. Igualmente fazemos com o material passante da peneira de 0,075 mm.

Para solos arenosos ou pedregulhosos adquirimos 2000 gramas de amostra representativa, a pesagem do material foi feito como mostra a Figura 17 e para especificação da umidade higroscópica utilizamos parte do material que sobra.

Figura 17 - Pesagem do material após separação (2000 g)



Fonte: Próprios autores, 2018.

Duas cápsulas, respectivamente apresentados na Figura 18, foram utilizadas para gerar uma umidade higroscópica. Utilizando a fórmula:

$$h = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100 \quad (1)$$

Onde:

h - teor de umidade

P_h - peso do material úmido

P_s - peso do material seco em estufa a 105°C – 110°C, até constância de peso.

Figura 18 - Cápsulas

Fonte: Próprios autores, 2018.

4.3.2 Ensaio de Solos – Determinação do Limite de Liquidez

De acordo com a norma 122 (DNER, 1994), utilizando parte do material passante na peneira de 0,075 mm que sobrou fazemos o ensaio para determinar o limite de liquidez desse solo. Despejamos 70 g do material na cápsula de porcelana e foi-se adicionando água aos poucos até a mistura formar uma pasta homogênea apresentada na Figura 19, com a ajuda de uma espátula.

Figura 19 - Cápsula com material homogêneo

Fonte: Próprios autores, 2018.

Com isso, calibrou-se o aparelho de Casagrande e sobre a superfície da concha metálica foi inserido 2/3 dessa amostra homogênea bem espalhada. Para evitar a formação de bolhas empregou-se menos números de passadas da espátula na concha. Após nivelar a massa com a espátula, o excesso foi retirado do aparelho, deixando apenas 1 cm de máxima espessura na concha.

Efetuu-se uma canelura no centro da massa de solo que estava na concha com 1 cm de espessura, utilizando um cinzel. Em seguida, pelo acionamento da manivela do aparelho de Casagrande a concha foi golpeada contra a base do aparelho, fazendo duas voltas por segundo até que as bordas inferiores da canelura se uniram na proporção de 1 cm. A Figura 20 mostra como é retirado o solo do aparelho Casagrande.

Figura 20 - Aparelho de Casagrande com material



Fonte: Próprios autores, 2018.

Dessa forma, parte do solo foi transferido da espátula para um recipiente adquirindo parte de ambos os lados da canelura, incluindo a parte onde foi observado o contato das bordas. Pesou-se o solo dentro do recipiente para depois levar à estufa e determinar sua umidade.

O solo da concha foi transferido para a cápsula de porcelana e fez-se a limpeza da concha e do cinzel. Repetiu-se por mais três vezes o processo, com acréscimo de água progressivamente crescente para extrair massas de solo de consistência que concedam a quantidade de número de golpes para os intervalos: 25-35, 20-30 e 15-25.

Para obtenção do resultado foi utilizada a fórmula:

$$LL = h \times \frac{N}{25} \times 0,156 \quad (2)$$

Onde:

LL - limite de liquidez (%);

h - teor de umidade (%), correspondente a N golpes;

N - número de golpes na determinação de um ponto de ensaio.

4.3.3 Ensaio de Solos – Determinação do Limite de Plasticidade

Utilizando a norma 082 (DNER, 1994), o limite de plasticidade é subsequente do limite de liquidez feito a partir do solo que foi transferido para a cápsula de porcelana. Assim, foram adquiridos 20 gramas da amostra formando uma pequena bola para, em seguida, ser rolada sobre a placa de vidro com pressão suficiente da palma da mão dando a ela forma cilíndrica. O ensaio é mostrado na Figura 21.

Figura 21 - Placa de vidro com material de 3 mm



Fonte: Próprios autores, 2018.

Caso a amostra rompa antes de atingir o diâmetro de 3 mm, deve voltar à cápsula, adicionar água destilada e homogeneizar por 3 minutos. Atingi-se o diâmetro de 3 mm sem rompimento, amassa o material novamente e repete o processo.

Após a repetição o cilindro se fragmentou, tendo seus pedaços transferidos para um recipiente que foi pesado e colocado na estufa. Calculado a partir da fórmula:

$$h = \frac{P_h - P_s}{P_s} \quad (3)$$

Onde:

h - teor de umidade

P_h - peso do material úmido

P_s - peso do material seco em estufa a 105°C – 110°C, até constância de peso.

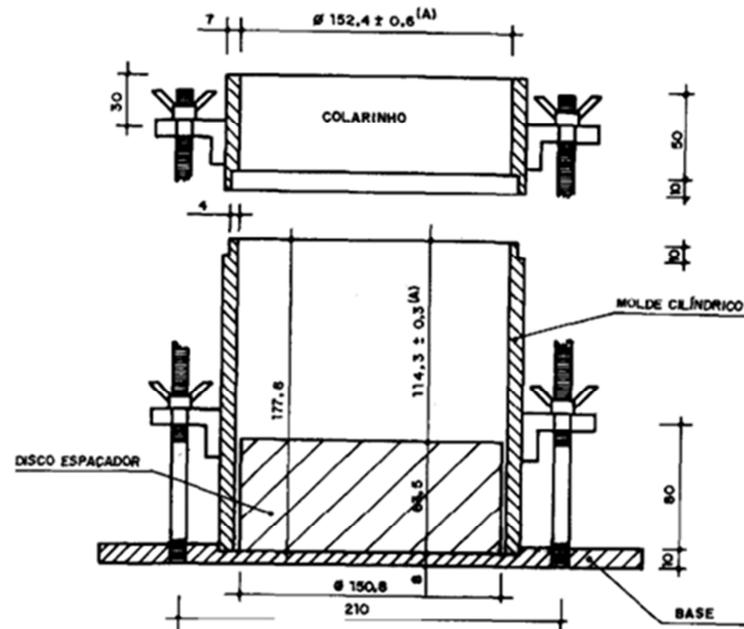
A operação foi repetida até que se encontraram três valores que não diferiram de uma média de 5%.

4.3.4 Ensaio de Solo - Compactação

Nesse ensaio foi separado, de acordo com a norma 162 (DNER, 1994) para solos arenosos ou pedregulhosos, uma amostra de 7000g de solo. É passado na peneira de 19 mm, se depois disso a amostra for inferior a 7000g é peneirado mais material até que a amostra passante na peneira de 19 mm e retida na peneira de 4,8 fique no valor indicado pela norma.

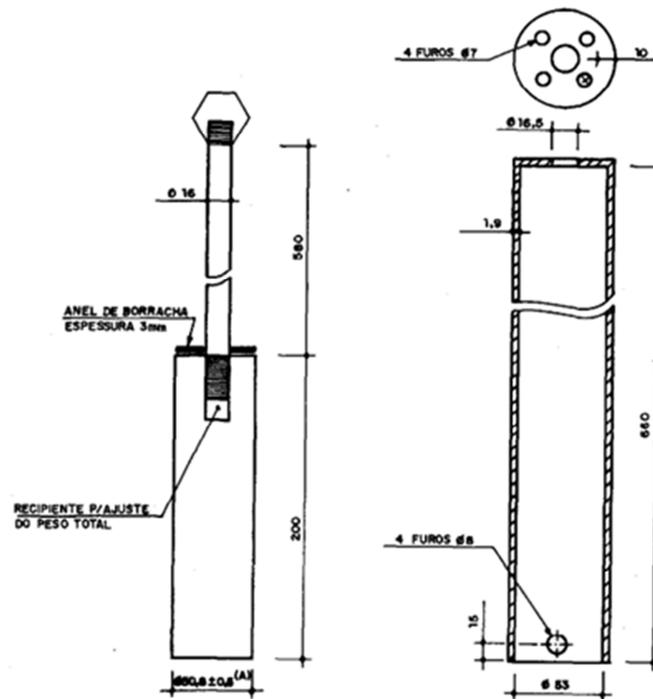
Para a compactação foi utilizado um cilindro metálico de $15,24 \pm 0,05$ cm de diâmetro interno e $17,78 \pm 0,02$ cm de altura com um disco espaçador metálico de $15,00 \pm 0,05$ cm de diâmetro e de altura igual a $6,35 \pm 0,02$ cm e um soquete metálico cilíndrico, de face inferior plana, de diâmetro igual a $5,08 \pm 0,01$ cm, pesando $4,536 \pm 0,01$ kg, e com a altura de queda igual a $45,72 \pm 0,15$ cm, como mostra as Figuras 22 e 23:

Figura 22 - Cilindro metálico



Fonte: NBR 7182.

Figura 23 - Soquete metálico



Fonte: NBR 7182.

De acordo com a NBR 7182, a energia de compactação pode ser normal, intermediária ou modificada. No ensaio foi usado a modificada. Na Figura 24 é mostrado o tipo de energia de compactação e suas respectivas características.

Figura 24 - 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.

A Figura 25 mostra como homogeneizar a amostra, colocando o solo em uma bandeja e com o auxílio de uma proveta, despejar água gradativamente.

Figura 25 - Material sendo homogeneizado



Fonte: Próprios autores, 2018.

Após a homogeneização, o solo é colocado no cilindro metálico, em cinco camadas e cada uma delas é aplicado 55 golpes com o soquete e altura de 45,72 cm de forma que a força seja aplicada uniforme em toda a amostra, como é mostrado na Figura 26. É utilizado um papel filtro entre o espaçador e o solo para que o material não pegue aderência do espaçador metálico.

Figura 26 - Material sendo compactado em corpo de prova



Fonte: Próprios autores, 2018.

Terminada a última camada, o cilindro auxiliar é removido e com a ajuda de uma espátula, é tirado o material que excedeu a altura do cilindro. De acordo com a norma é retirado 250g do material e colocado na estufa para obter a umidade da amostra. Foi repetido 5 vezes o processo para definir a curva de compactação com aumento de 2% de umidade em cada amostra. Os corpos de provas serão usados também para o ensaio de expansão e Índice de Suporte Califórnia.

A umidade de cada amostra foi obtida pelo cálculo:

$$h = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100 \quad (4)$$

Onde:

h = teor de umidade em percentagem;

P_h = peso da amostra úmida;

P_s = peso da amostra seca em estufa na temperatura de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, até constância de peso;

Para determinar a massa aparente do solo úmido foi obtido pela fórmula:

$$G_k = \frac{P_h}{V} \quad (5)$$

Onde:

g = massa específica aparente do solo úmido, em g/cm^3 ; ,

P_h = peso do solo úmido compactado, em g;

V = volume do solo compactado, em cm^3 (capacidade do molde).

A massa aparente do solo seco é definida pela seguinte fórmula:

$$g_s = g_h \times \frac{100}{100 + h} \quad (6)$$

Onde:

g_s = massa específica aparente do solo seco, em g/cm^3 ;

g_h = massa específica aparente do solo úmido, em g/cm^3 ;

h = teor de umidade do solo compactado;

4.3.5 Ensaio de Solo – Índice Suporte Califórnia – CBR

Depois de caracterizado a curva de compactação, colocou-se em cada corpo de prova um extensômetro na parte superior do cilindro para medir a expansão. Foi anotado a leitura inicial e logo em seguida foi inserido na água. Ele é deixado por 96 horas e a leitura no extensômetro deve ser efetuada de 24 em 24 horas. Na Figura 27 exhibe os corpos de prova em embebição.

Após os quatro dias em embebição, cada corpo de provas é retirado da água e deixados escorrer por 15 minutos e assim estão prontos para o ensaio de penetração.

Figura 27 - Corpos de prova



Fonte: Próprios autores, 2018.

De acordo com a norma 049 (DNER, 1994), para o ensaio CBR, o corpo de prova é colocado em uma prensa e aplicado uma carga de 4,5 kg controlada pelo deslocamento do ponteiro do extensômetro do anel dinamométrico. Cada leitura considerada no extensômetro do anel é função de uma penetração do pistão no solo e de um tempo especificado para o ensaio. As leituras efetuadas no extensômetro do anel medem encurtamentos diametraes provenientes da atuação das cargas. A Figura 28 e o quadro 7 mostra um exemplo de como foi anotado a leitura do ensaio de CBR e Expansão.

Figura 28 - Leituras de valores para cálculo do Índice Suporte Califórnia

Tempo min (1)	Penetração (2)		Pressão padrão kgf/cm ² (3)	Molde n°			
	mm	pol.		Leituras no extensômetro mm (4)	Pressão		(7) ISC %
					Calculada kgf/cm ² (5)	Corrigida kgf/cm ² (6)	
0,5	0,63	0,025	-				
1,0	1,27	0,050	-				
1,5	1,90	0,075	-				
2,0	2,54	0,100	70,31				
3,0	3,81	0,150	-				
4,0	5,08	0,200	105,46				
6,0	7,62	0,300	131,58				
8,0	10,16	0,400	161,71				
10,0	12,7	0,500	182,80				

Fonte: DNIT 172/2016 – ME.

Quadro 7 - Leitura da expansão dos corpos de prova

Data	Hora	Leitura	Diferença	%
00/01/1900	10:00			
01/01/1900	10:00			
02/01/1900	10:00			
03/01/1900	10:00			
04/01/1900	10:00			

Fonte: Próprios autores, 2018.

Para o cálculo do CBR foi utilizada a seguinte fórmula:

$$ISC = \frac{\textit{pressão calculada ou pressão corrigida}}{\textit{pressão padrão}} \times 100 \quad (7)$$

4.3.6 Adição de cimento

Repetindo todo o processo dos ensaios acima, foi adicionado cimento com percentagens de 2% e 4% para sua comparação, totalizando 15 corpos de prova.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

O ensaio de solo – análise granulométrica por peneiramento visto na norma 080 (DNER, 1994) foram observados os seguintes resultados:

Para o solo sem adição de cimento com uma amostra total úmida de 2000 g mostrada no quadro 8, logo abaixo:

Quadro 8 - Umidade total da amostra sem adição de cimento

AMOSTRA TOTAL SECA (g):	1965,9
AMOSTRA TOTAL ÚMIDA (g):	2000,0
RÉTIDO PEN. Nº 10 (g):	1007,1
PASSANDO PEN. Nº 10 ÚMIDA (g):	993,0
PESO DA ÁGUA (g):	17,0
PASSANDO PEN. Nº 10 SECA (g):	976,0
AMOSTRA TOTAL SECA (g):	1983,0
AMOSTRA MENOR Nº 10 ÚMIDA (g):	100,5
AMOSTRA MENOR Nº 10 SECA (g):	98,8

Fonte: Próprios autores, 2018.

Sua umidade higroscópica no quadro 9:

Quadro 9 - Umidade higroscópica

UMIDADE HIGROSCÓPICA		
CÁPSULA NÚMERO	6	11
C + S + A	99,6	94
C + S	98,4	92,7
A – ÁGUA	1,2	1,3
C – CÁPSULA	24,4	22,5
S – SOLO	74	70,2
UMIDADE	1,62	1,85
UMIDADE MÉDIA	1,74	
FATOR CORREÇÃO	0,983	

Fonte: Próprios autores, 2018.

O resumo do material passante em cada peneira está mostrado no quadro 10:

Quadro 10 - Material passante de cada peneira

RESUMO	%
PEDREGULHO: ACIMA 4,8 mm	28,2
AREIA GROSSA: 4,8 - 2,0 mm	14,8
AREIA MÉDIA: 2,00 - 0,42 mm	6,7
AREIA FINA: No. 0,42 - 0,074 mm	12,9
PASSANDO Nº 0,074 mm	37,4
TOTAL	100,0

Fonte: Próprios autores, 2018.

Para o solo com adição de 2% de cimento com uma amostra total úmida de 2000 g mostrada no quadro 11:

Quadro 11 - Umidade total da amostra com adição de 2% de cimento

AMOSTRA TOTAL SECA (g):	1976,4
AMOSTRA TOTAL ÚMIDA (g):	2000,0
RÉTIDO PEN. Nº 10 (g):	1292,1
PASSANDO PEN. Nº 10 ÚMIDA (g):	708,0
PESO DA ÁGUA (g):	8,4
PASSANDO PEN. Nº 10 SECA (g):	699,6
AMOSTRA TOTAL SECA (g):	1991,6
AMOSTRA MENOR Nº 10 ÚMIDA (g):	100,5
AMOSTRA MENOR Nº 10 SECA (g):	99,3

Fonte: Próprios autores, 2018.

Sua umidade higroscópica visualizada no quadro 12:

Quadro 12 - Umidade higroscópica

UMIDADE HIGROSCÓPICA		
CÁPSULA NÚMERO	18	11
C + S + A	73,5	82,8
C + S	72,8	82
A – ÁGUA	0,7	0,8
C – CÁPSULA	13,4	16
S – SOLO	59,4	66
UMIDADE	1,18	1,21
UMIDADE MÉDIA	1,20	
FATOR CORREÇÃO	0,988	

Fonte: Próprios autores, 2018.

Resumo do material passante em cada peneira no quadro 13:

Quadro 13 - Material passante de cada peneira

RESUMO	%
PEDREGULHO: ACIMA 4,8 mm	42,4
AREIA GROSSA: 4,8 - 2,0 mm	14,7
AREIA MÉDIA: 2,00 - 0,42 mm	5,0
AREIA FINA: No. 0,42 - 0,074 mm	9,7
PASSANDO N° 0,074 mm	28,2
TOTAL	100,0

Fonte: Próprios autores, 2018.

Para o solo com adição de 4% de cimento com uma amostra total úmida de 2000 g vista no quadro 14:

Quadro 14 - Umidade total da amostra com adição de 4% de cimento

AMOSTRA TOTAL SECA (g):	1976,4
AMOSTRA TOTAL ÚMIDA (g):	2000,0
RÉTIDO PEN. Nº 10 (g):	1007,1
PASSANDO PEN. Nº 10 ÚMIDA (g):	993,0
PESO DA ÁGUA (g):	11,7
PASSANDO PEN. Nº 10 SECA (g):	981,2
AMOSTRA TOTAL SECA (g):	1988,3
AMOSTRA MENOR Nº 10 ÚMIDA (g):	100,5
AMOSTRA MENOR Nº 10 SECA (g):	99,3

Fonte: Próprios autores, 2018.

Sua umidade higroscópica mostrada no quadro 15:

Quadro 15 - Umidade higroscópica

UMIDADE HIGROSCÓPICA		
CÁPSULA NÚMERO	18	11
C + S + A	73,5	82,8
C + S	72,8	82
A – ÁGUA	0,7	0,8
C – CÁPSULA	13,4	16
S – SOLO	59,4	66
UMIDADE	1,18	1,21
UMIDADE MÉDIA	1,20	
FATOR CORREÇÃO	0,988	

Fonte: Próprios autores, 2018.

Resumo do material passante em cada peneira observado no quadro 16:

Quadro 16 - Material passante de cada peneira

RESUMO	%
PEDREGULHO: ACIMA 4,8 mm	28,1
AREIA GROSSA: 4,8 - 2,0 mm	14,7
AREIA MÉDIA: 2,00 - 0,42 mm	6,7
AREIA FINA: No. 0,42 - 0,074 mm	12,9
PASSANDO N° 0,074 mm	37,6
TOTAL	100,0

Fonte: Próprios autores, 2018.

5.2 DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ E PLASTICIDADE

O ensaio de solo – determinação do limite de liquidez visto na norma 122 (DNER, 1994) foram observados os seguintes resultados:

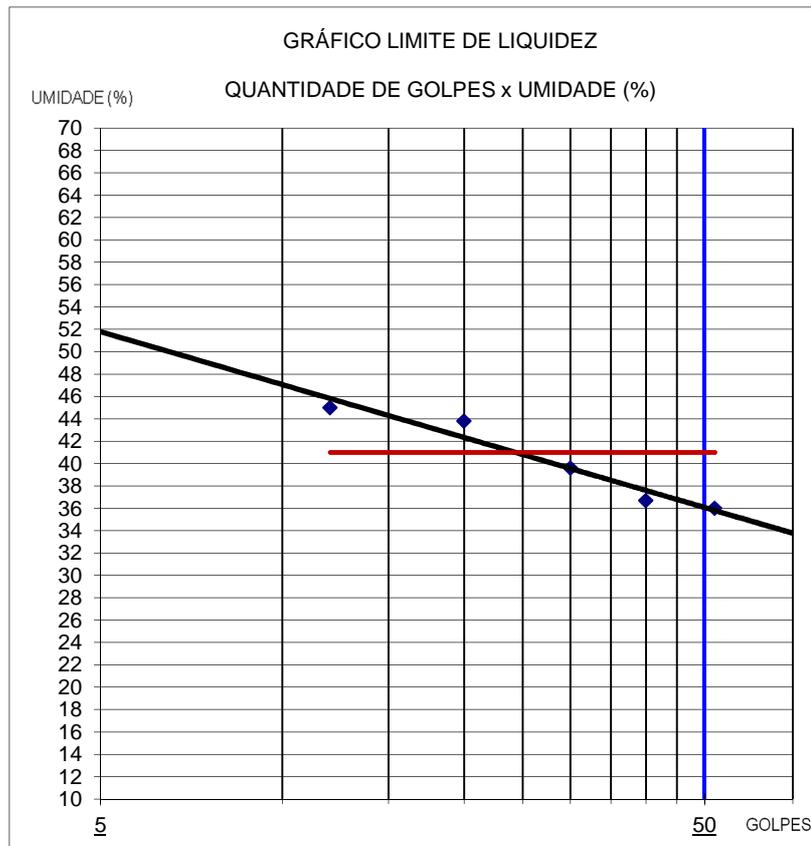
Para o solo sem adição de cimento é mostrado o limite de liquidez no quadro 17 e sua reta no gráfico 1:

Quadro 17 - Limite de liquidez para solo sem adição de cimento

LIMITE DE LIQUIDEZ					
CÁPSULA N°	15	40	22	16	2
C + S + A (g)	29,40	34,90	25,90	35,70	33,50
C + SOLO (g)	27,60	33,10	23,80	32,90	31,50
CÁPSULA (g)	22,60	28,20	18,50	26,50	25,70
ÁGUA (g)	1,80	1,80	2,10	2,80	2,00
SOLO (g)	5,00	4,90	5,30	6,40	5,80
UMIDADE (%)	36,0	36,7	39,6	43,8	34,5
GOLPES	52	40	32	20	12

Fonte: Próprios autores, 2018.

Gráfico 1 - Limite de liquidez



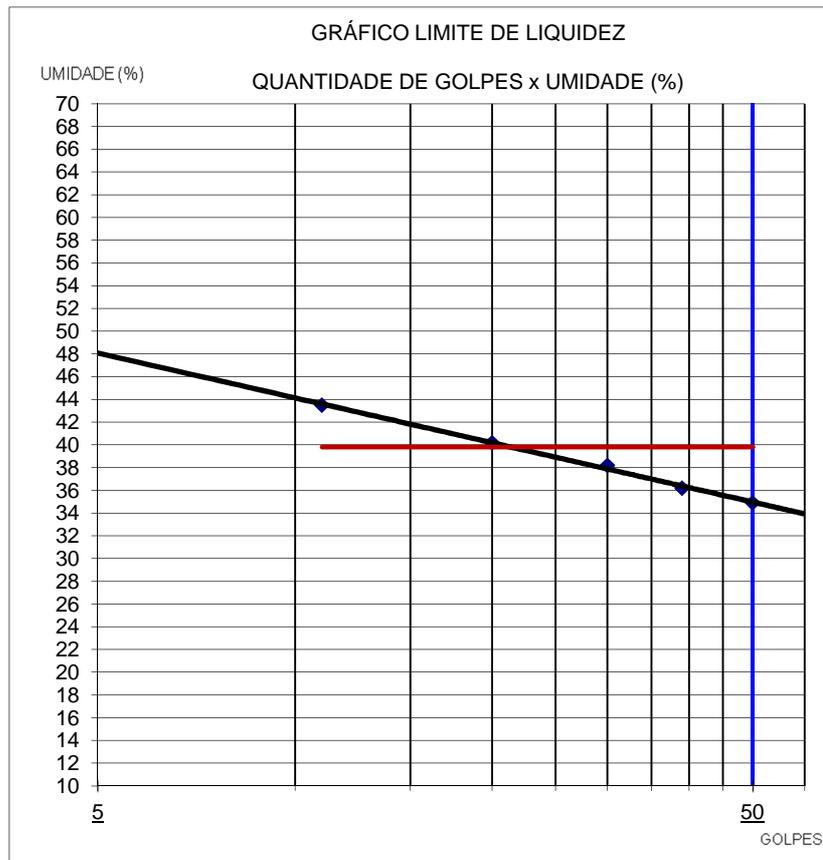
Fonte: Próprios autores, 2018.

Para solo com adição de 2% de cimento, o limite de liquidez é mostrado no quadro 18 e sua linha no gráfico 2:

Quadro 18 – Limite de liquidez para solo com adição de 2% de cimento

LIMITE DE LIQUIDEZ					
CÁPSULA Nº	10	22	23	24	25
C + S + A (g)	16,91	17,09	18,25	16,10	18,84
C + SOLO (g)	14,21	14,24	15,25	13,28	15,42
CÁPSULA (g)	6,47	6,36	7,39	6,27	7,56
ÁGUA (g)	2,70	2,85	3,00	2,82	3,42
SOLO (g)	7,74	7,88	7,86	7,01	7,86
UMIDADE (%)	34,9	36,2	38,2	40,2	43,5
GOLPES	50	39	30	20	11

Fonte: Próprios autores, 2018.

Gráfico 2 - Limite de liquidez

Fonte: Próprios autores, 2018.

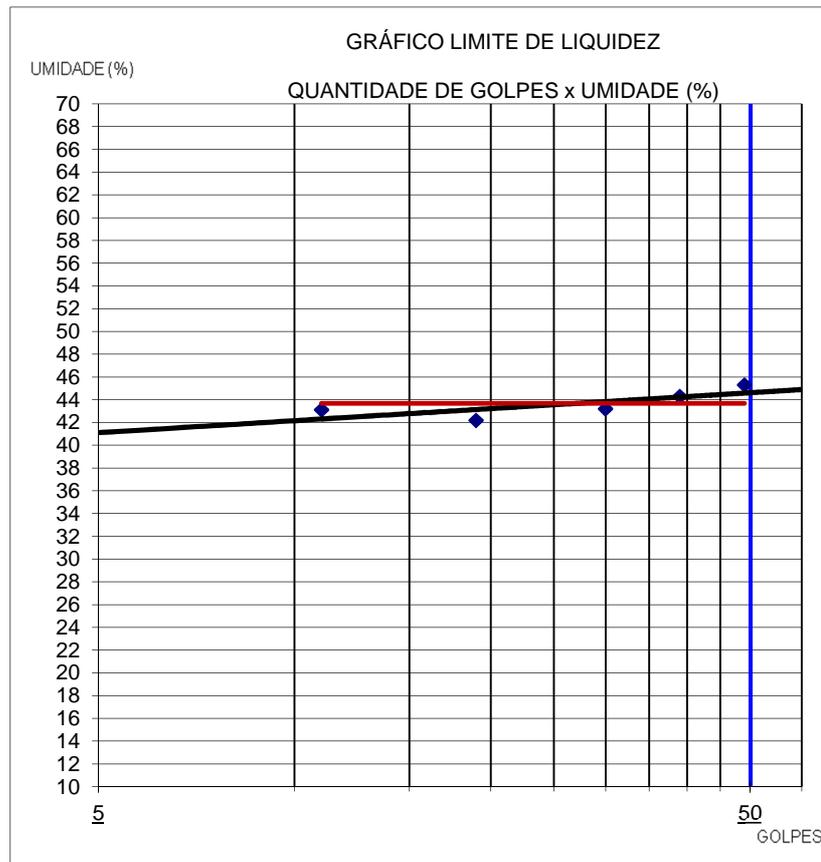
Para solo com adição de 4% de cimento, o limite de liquidez é mostrado no quadro 19 e sua linha no gráfico 3:

Quadro 19 - Limite de liquidez para solo com adição de 4% de cimento

LIMITE DE LIQUIDEZ					
CÁPSULA N°	25	23	29	10	24
C + S + A (g)	9,81	9,67	8,76	8,52	8,37
C + SOLO (g)	9,11	8,97	8,09	7,91	7,74
CÁPSULA (g)	7,56	7,39	6,53	6,47	6,27
ÁGUA (g)	0,70	0,70	0,67	0,61	0,63
SOLO (g)	1,55	1,58	1,56	1,44	1,47
UMIDADE (%)	45,3	44,3	43,2	42,2	43,1
GOLPES	49	39	30	19	11

Fonte: Próprios autores, 2018.

Gráfico 3 - Limite de liquidez



Fonte: Próprios autores, 2018.

O ensaio de solo – determinação do limite de plasticidade visto na norma 082 (DNER, 1994) foram observados os seguintes resultados:

Para o solo sem adição de cimento, temos o quadro 20 com o limite de plasticidade e o índice de plasticidade no quadro 21:

Quadro 20 - Limite de plasticidade para solo sem adição de cimento

LIMITE DE PLÁSTICIDADE					
CÁPSULA N°	30	10	29	42	28
C + S + A (g)	27,50	20,70	25,20	24,40	26,00
C + SOLO (g)	27,10	20,40	24,80	24,00	25,60
CÁPSULA (g)	25,70	19,10	23,40	22,70	24,10
ÁGUA (g)	0,40	0,30	0,40	0,40	0,40
SOLO (g)	1,40	1,30	1,40	1,30	1,50
UMIDADE (%)	28,5	23,1	28,6	30,4	26,7
GOLPES	Umidade Média (LP)			27,40	

Fonte: Próprios autores, 2018.

Quadro 21 - Índice de plasticidade

ÍNDICE DE PLASTICIDADE	
LIMITE DE LIQUIDEZ (LL)	41,0
LIMITE DE PLASTICIDADE (LP)	27,4
ÍNDICE DE PLASTICIDADE (IP = LL - LP)	13,6

Fonte: Próprios autores, 2018.

Para o solo com adição de 2% de cimento, temos o quadro 22 com o limite de plasticidade e o índice de plasticidade no quadro 23:

Quadro 22 - Limite de plasticidade para solo com adição de 2% de cimento

LIMITE DE PLÁSTICIDADE					
CÁPSULA N°	26	27	28	29	30
C + S + A (g)	8,61	9,39	8,61	8,22	8,61
C + SOLO (g)	8,22	8,99	8,26	7,84	8,19
CÁPSULA (g)	6,86	7,53	6,95	6,53	6,67
ÁGUA (g)	0,39	0,40	0,35	0,38	0,42
SOLO (g)	1,36	1,46	1,31	1,31	1,52
UMIDADE (%)	28,4	27,6	26,6	28,9	27,9
GOLPES	Umidade Média (LP)			27,50	

Fonte: Próprios autores, 2018.

Quadro 23 - Limite de plasticidade

ÍNDICE DE PLASTICIDADE	
LIMITE DE LIQUIDEZ (LL)	39,8
LIMITE DE PLASTICIDADE (LP)	27,5
ÍNDICE DE PLASTICIDADE (IP = LL - LP)	12,3

Fonte: Próprios autores, 2018.

Para o solo com adição de 4% de cimento, temos o quadro 24 com o limite de plasticidade e o índice de plasticidade no quadro 25:

Quadro 24 - Limite de plasticidade para solo com adição de 4% de cimento

LIMITE DE PLÁSTICIDADE					
CÁPSULA N°	26	28	30	31	32
C + S + A (g)	9,80	10,16	9,75	8,68	9,65
C + SOLO (g)	9,11	9,39	9,04	7,99	9,00
CÁPSULA (g)	6,86	6,95	6,67	5,78	6,86
ÁGUA (g)	0,69	0,77	0,71	0,69	0,65
SOLO (g)	2,25	2,44	2,37	2,21	2,14
UMIDADE (%)	30,5	31,4	29,8	31,2	30,5
GOLPES	Umidade Média (LP)			30,68	

Fonte: Próprios autores, 2018.

Quadro 25 - Limite de plasticidade

ÍNDICE DE PLASTICIDADE	
LIMITE DE LIQUIDEZ (LL)	43,7
LIMITE DE PLASTICIDADE (LP)	30,7
ÍNDICE DE PLASTICIDADE (IP = LL - LP)	13,0

Fonte: Próprios autores, 2018.

Conforme realizados ensaios encontramos um solo fino argiloso, podendo conter até 64% de areia e pedregulho.

5.3 COMPACTAÇÃO E ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA

No ensaio de compactação 162 (DNER, 1994), assim como no ensaio Índice Suporte Califórnia 049 (DNER, 1994) foram obtido os seguintes resultados:

Para solo sem adição de cimento, temos o quadro 26 mostrando os resultados da compactação:

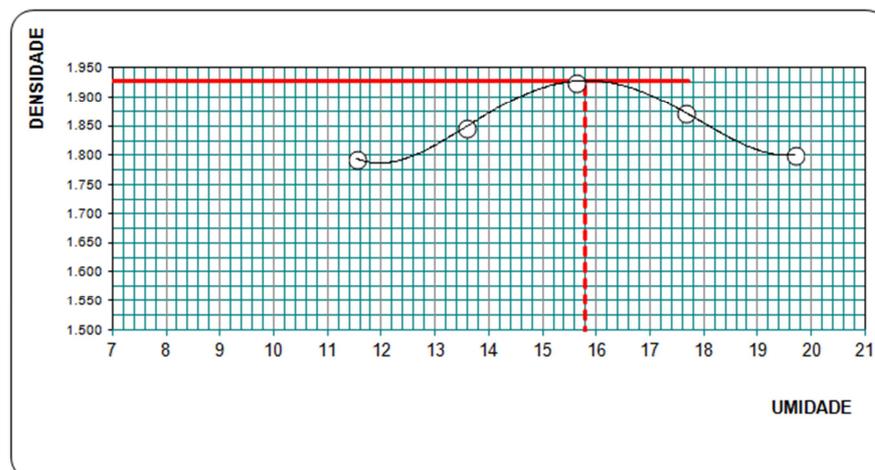
Quadro 26 - Resultados da compactação do solo sem adição de cimento

COMPACTAÇÃO								
ÁGUA ADICION. (g)	670	810	950	1090	1230	PESO MATERIAL		
% ÁGUA ADICION.	9,6	11,6	13,6	15,6	17,6	7000		
UMIDADE ADICION. %	9,7	11,8	13,8	15,9	17,9	PESO MAT. SECO		
UMIDADE COMPACTAÇÃO %	11,5	13,6	15,6	17,7	19,7	6876		
Nº DO MOLDE	37	47	41	35	43	CILINDROS		
M + S + A (g)	9130	9330	9585	9540	9430	Nº	PESO	VOLUME
M - MOLDE (g)	4.986	5.000	4.988	4.958	4.974	37	4986	2070
S + A (g)	4.144	4.330	4.597	4.582	4.456	47	5000	2062
DENS. ÚMIDA kg/m ³	2,002	2,100	2,228	2,204	2,156	41	4988	2063
DENS. CONVERT. kg/m ³	1,827	1,882	1,962	1,907	1,834	35	4958	2079
DENS. SECA kg/m ³	1,795	1,849	1,927	1,873	1,801	43	4974	2067

Fonte: Próprios autores, 2018.

Feita a curva da Densidade do solo seco x Umidade de compactação, é encontrada a umidade ótima do solo no gráfico 4:

Gráfico 4 - Densidade do solo seco x Umidade de compactação



Fonte: Próprios autores, 2018.

Em seu ensaio de CBR, foram analisados os resultados obtidos nos cilindros 47, 41 e 35, mostrado na tabela 7 abaixo:

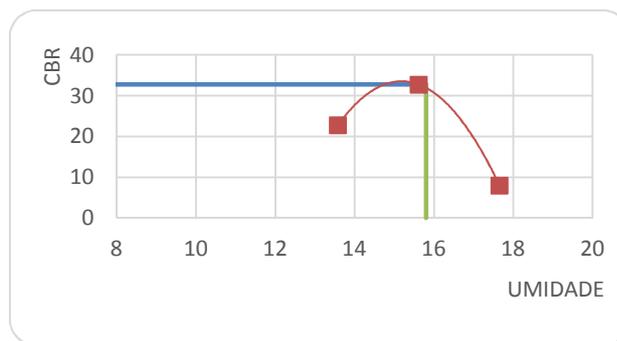
Tabela 5 - CBR do solo sem adição de cimento

	Umidade (%)	CBR (%)	Expansão (%)
47	13,6	22,8	0,02
41	15,6	32,7	0,01
35	17,7	7,9	0,03

Fonte: Próprios autores, 2018.

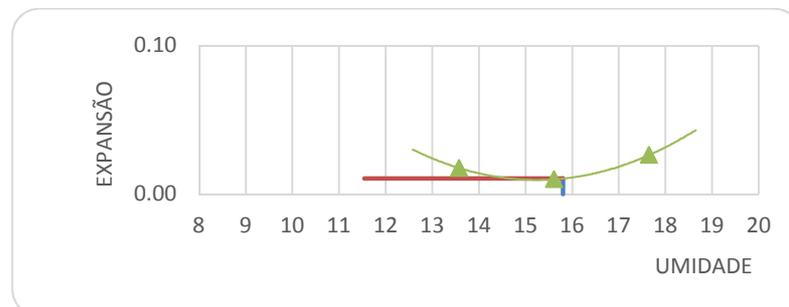
A curva do CBR é mostrada no gráfico 5 e a curva de expansão no gráfico 6:

Gráfico 5 - Curva do CBR



Fonte: Próprios autores, 2018.

Gráfico 6 - Curva de expansão



Fonte: Próprios autores, 2018.

Portanto, sua densidade máxima é de 1928 kg/m^3 e umidade ótima de 15,8% com um CBR de 32,7% e expansão 0,01%.

Para solo com 2% de cimento, temos o quadro 27 mostrando os resultados da compactação:

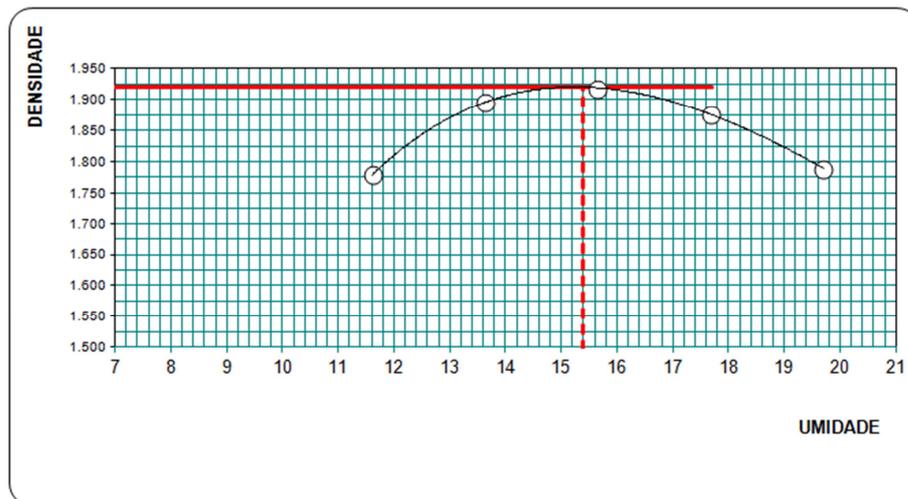
Quadro 27 - Resultados da compactação do solo com adição de 2% de cimento

COMPACTAÇÃO								
ÁGUA ADICION. (g)	720	860	1000	1140	1280	PESO MATERIAL		
% ÁGUA ADICION.	10,3	12,3	14,3	16,3	18,3	7000		
UMIDADE ADICION. %	10,4	12,4	14,5	16,5	18,5	PESO MAT. SECO		
UMIDADE COMPACTAÇÃO %	11,6	13,6	15,7	17,7	19,7	6917		
Nº DO MOLDE	40	1	46	48	5	CILINDROS		
M + S + A (g)	9130	8100	9495	9510	8650	Nº	PESO	VOLUME
M - MOLDE (g)	4.986	3.624	4.925	4.965	4.160	40	4992	2087
S + A (g)	4.144	4.476	4.570	4.545	4.490	1	3624	2078
DENS. ÚMIDA kg/m ³	1,986	2,154	2,220	2,207	2,142	46	4925	2059
DENS. CONVERT. kg/m ³	1,800	1,918	1,942	1,898	1,811	48	4965	2059
DENS. SECA kg/m ³	1,779	1,896	1,919	1,876	1,790	5	4160	2096

Fonte: Próprios autores, 2018.

Feita a curva da Densidade do solo seco x Umidade de compactação, é encontrada a umidade ótima do solo no gráfico 7:

Gráfico 7 - Densidade do solo seco x Umidade de compactação



Fonte: Próprios autores, 2018.

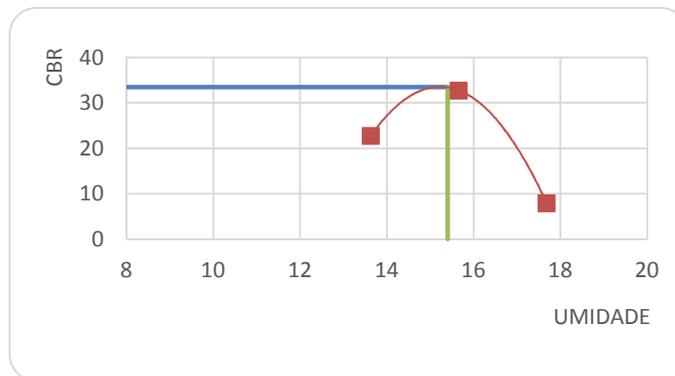
Em seu ensaio de CBR, foram analisados os resultados obtidos nos cilindros 1, 46 e 48, mostrado na tabela 8 abaixo:

Tabela 6 - CBR do solo com adição de 2% de cimento

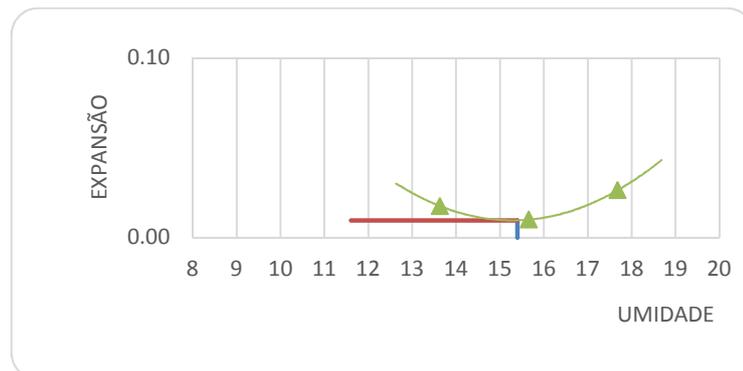
	Umidade (%)	CBR (%)	Expansão (%)
1	13,6	22,8	0,02
46	15,7	33,5	0,01
48	17,7	7,9	0,03

Fonte: Próprios autores, 2018.

A curva do CBR é mostrada no gráfico 8 e a curva de expansão no gráfico 9:

Gráfico 8 - Curva do CBR

Fonte: Próprios autores, 2018.

Gráfico 9 - Curva de expansão

Fonte: Próprios autores, 2018.

Portanto, sua densidade é de 1920 kg/m^3 com uma umidade ótima de 15,4% e CBR 33,5%, expansão 0,01%.

Para solo com 4% de cimento, temos o quadro 28 mostrando os resultados da compactação:

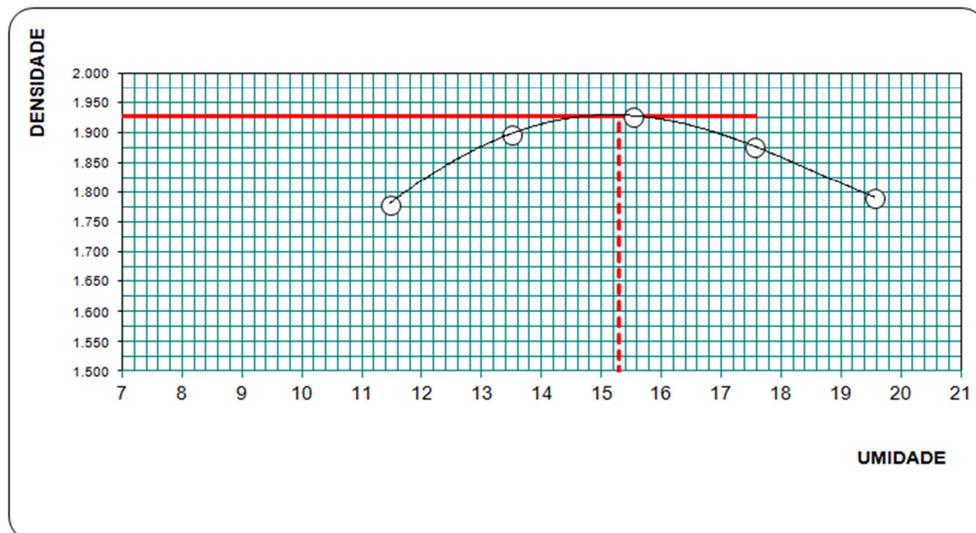
Quadro 28 - Resultados da compactação do solo com adição de 4% de cimento

COMPACTAÇÃO								
ÁGUA ADICION. (g)	710	850	990	1130	1270	PESO MATERIAL		
% ÁGUA ADICION.	10,1	12,1	14,1	16,1	18,1	7000		
UMIDADE ADICION. %	10,3	12,3	14,3	16,3	18,4	PESO MAT. SECO		
UMIDADE COMPACTAÇÃO %	11,5	13,5	15,5	17,5	19,6	6917		
Nº DO MOLDE	40	5	6	11	33	CILINDROS		
M + S + A (g)	9130	8100	9510	9510	8650	Nº	PESO	VOLUME
M - MOLDE (g)	4.986	3.624	4.925	4.965	4.160	40	4992	2087
S + A (g)	4.144	4.476	4.585	4.545	4.490	5	3624	2078
DENS. ÚMIDA kg/m ³	1,986	2,154	2,227	2,207	2,142	6	4925	2059
DENS. CONVERT. kg/m ³	1,803	1,921	1,951	1,901	1,813	11	4965	2059
DENS. SECA kg/m ³	1,781	1,898	1,928	1,878	1,792	33	4160	2096

Fonte: Próprios autores, 2018.

Feita a curva da Densidade do solo seco x Umidade de compactação, é encontrada a umidade ótima do solo no gráfico 10:

Gráfico 10 - Densidade do solo seco x Umidade de compactação



Fonte: Próprios autores, 2018.

Em seu ensaio de CBR, foram analisados os resultados obtidos nos cilindros 5, 6 e 11, mostrado na tabela 9 abaixo:

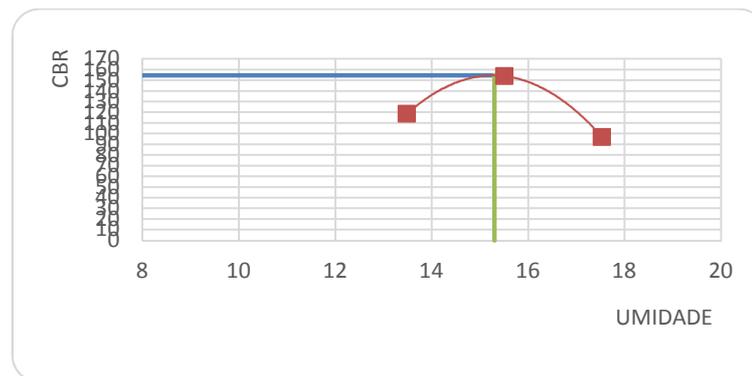
Tabela 7 - CBR do solo com adição de 4% de cimento

	Umidade (%)	CBR (%)	Expansão (%)
5	13,5	118,5	0,02
6	15,5	154,4	0,01
11	17,5	96,7	0,03

Fonte: Próprios autores, 2018.

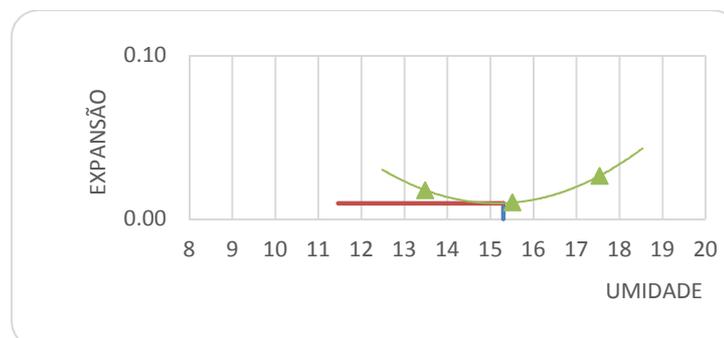
A curva do CBR é mostrada no gráfico 11 e a curva de expansão no gráfico 12:

Gráfico 11 - Curva do CBR



Fonte: Próprios autores, 2018.

Gráfico 12 - Curva de expansão



Fonte: Próprios autores, 2018.

Portanto sua densidade máxima é de 1928 kg/m³ com umidade ótima de 15,3% e CBR 154,4%, expansão 0,01%.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através da realização do estudo do solo melhorado com cimento para base asfáltica o objetivo foi atingido, observando assim, uma resistência efetiva ao adicionar o cimento ao solo, tornando-o um pavimento semi-rígido. Ressaltando também que o solo utilizado para fazer o estudo foi da construtora TRADE de Anápolis, localizada no DAIA. O solo é classificado como fino argiloso, podendo conter até 64% de areia e pedregulho.

No ensaio da análise granulométrica pode-se observar que os materiais foram pesados e separados pelo tamanho dos grãos, para assim, determinar os limites de liquidez e de plasticidade. No ensaio de compactação realizou-se a homogeneização de uma quantidade específica do solo com água, compactou o solo com golpes em corpos de prova e, depois, deixou-o embebido em um tanque com água por 96 horas para constatar a expansão do solo, logo após foi feita a determinação do índice de suporte califórnia com o ensaio de penetração para encontrar a resistência final desse solo.

Os ensaios realizados em laboratório foram bem sucedidos, utilizando corpos de prova para os três solos: o solo sem cimento, com o acréscimo de 2% de cimento ao solo e com acréscimo de 4% de cimento, usando umidades diferentes em cada corpo de prova para constatar a umidade ótima de cada solo.

De acordo com o projeto de pavimentação do DNER (2006), os materiais de base asfáltica cimentada devem atingir uma capacidade de suporte, ou seja, um CBR superior ou igual a 80% e uma expansão máxima de 1%, percebe-se então que no ensaio de penetração da determinação do índice de suporte califórnia do DNER-ME 049/94 foram obtidos resultados positivos, portanto, o valor encontrado de CBR foi de 154,4% para o solo com adição de 4% de cimento e a expansão observada não foi superior a 0,1% podendo afirmar assim, que essa base pode ser utilizada em uma pavimentação semi-rígida.

REFERÊNCIAS

ADADA, Lucas Bach. **Programa de integração e capacitação** – DER/ 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182 – Solo – Ensaio de compactação**, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**. Rio de Janeiro, 1984.

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

BAPTISTA, A.M.C. e PICADO-SANTOS. L., 2000, **PaviFlex – Programa de Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis**. In: ESTRADA 2000 – 1º Congresso Rodoviário Português, LNEC, Lisboa, 28 a 30 de Novembro de 2000. Disponível em: <<http://www.estgv.ipv.pt/PaginasPessoais/baptista/artigos/Estrada2000.pdf>>. Acesso em: mar. 2018.

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

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988. 6ª ed. 234 p.

CARVALHO, J.C.de; SILVA, C.M.; LOPES, L.G.R. **Comportamento e Propriedades de Solos Lateríticos Compactados em Laboratório e no Campo**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 25.,1991, São Paulo. Anais... Rio de Janeiro: ABPv, 1991. p. 725-734.

CRONEY, D. and CRONEY, P. **The Design and performance of road pavement**. London, Mc-Graw Hill Book Company, 2001.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning, 2007. 6ª ed. 562 p.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning, 2011. 7ª ed. 632 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DOS TRANSPORTES (DNIT). **Manual de Pavimentação**. Rio de Janeiro, 3ª ed. 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM (DNER). **Projeto de Pavimentação**. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM (DNER). **Solos – Análise granulométrica por peneiramento**. DNER- Me 080/1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM (DNER). **Solos – determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito**. DNER-ME 122/1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM (DNER). **Solos – determinação do limite de plasticidade**. DNER-ME 082/1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM (DNER). **Solos – compactação utilizando amostras trabalhadas**. DNER-ME 162/1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM (DNER). **Solos – determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas**. DNER-ME 049/1994.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **Pavimentação – Base de solo melhorado com cimento - Especificação de serviço.** DNIT 142/2010 - ES

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.** DNIT 172/2016 – ME.

FRANCO, F.A.C.P. **Um Sistema para Análise Mecânica de Pavimentos Asfálticos.** Dissertação de M.Sc., COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2000.

HUANG, Y. H. **Pavements Analysis and Design.** 2nd Ed. 2003, Prentice Hall Inc. New Jersey, E.U.A.

MARQUES, G.L.O. **Pavimentação TRN 032.** Notas de aula. Universidade Federal de Juiz de Fora Faculdade de Engenharia – Departamento de Transportes e Geotecnia. Juiz de Fora – MG, 2006.

MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos.** Rio de Janeiro: UFRJ. 1ª ed. 1997. 380 p.

MOTTA, L.M.G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis - Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas.** Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1991.

NCHRP - National Cooperative Highway Research Program. **Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures: Program 1-37A, Final Report.** Washington, 2004. 39 v. Disponível em: <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/mepdg/2appendices_II.pdf>. Acesso em: 15 mar. 2018.

NOGAMI, J.S. e VILLIBOR D.F., 1995, **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos.** Editora Villibor. São Paulo/SP.

PINTO, Carlos Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 3ª ed. 367 p.

- PORTER, O.J. **The Preparation of Subgrades**. Washington: Proc. High N. Rs. Boarl. 1942.
- PROENC – Programa de Ensino de Ciências. Instituto de Química. Disponível em: <<http://www.proenc.iq.unesp.br/index.php/ciencias/34-textos/50-o-solo>>. Acessado em: 20 de Abr. 2018.
- PUPPI, Rogério F. K. **Mecânica dos Solos**. Notas de aula. Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná – CEFET-PR. Curitiba, 2004.
- SENÇO, Wlastermiler de. **Manual de Técnicas de pavimentação**. São Paulo: Pini, 2001, Volume 1, 2ª ed. 761 p.
- SENÇO, Wlastermiler de. **Manual de Técnicas de pavimentação** 1. ed. São Paulo: Pini, 2007. Volume 1, 2ª ed. 761 p.
- SILVA, Luís Francisco Amaral da. **Pavimentos aeroportuários - análise de soluções rígidas e de soluções flexíveis**. Tese de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade de Aveiro, 2009. <hdl.handle.net/10773/4822>. Acesso em 24 mar. 2018.
- VELOSO, J. – **Gestão de Pavimentos Aeronáuticos**. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Transportes, novembro de 2000.
- YODER, E.J. e WITCZAK, M.W. **Principles of pavement design**. 2nd Edition, 1975. New York, John Wiley & Sons.