



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES

JUCELINE BATISTA DOS SANTOS BASTOS

**INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA UMIDADE NO COMPORTAMENTO DE
PAVIMENTOS DA REGIÃO METROPOLITANA DE FORTALEZA**

FORTALEZA

2013

JUCELINE BATISTA DOS SANTOS BASTOS

**INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA UMIDADE NO COMPORTAMENTO DE
PAVIMENTOS DA REGIÃO METROPOLITANA DE FORTALEZA**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientadora: Profa. Dr^a. Áurea Silva de Holanda.

Coorientadora: Profa. Dr^a. Suelly Helena de Araújo Barroso.

FORTALEZA

2013

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Pós-Graduação em Engenharia - BPGE

B329i Bastos, Juceline Batista dos Santos.
Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza / Juceline Batista dos Santos Bastos – 2013
164 f. : il. color., enc. ; 30 cm.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia de Transportes, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2013.

Área de Concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientação: Profa. Dra. Áurea Silva de Holanda.

Coorientação: Profa. Dra. Suelly Helena de Araújo Barroso.

1. Transportes. 2. Pavimentos de asfalto. 3. Solos - umidade. I. Título.

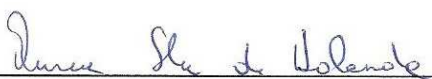
JUCELINE BATISTA DOS SANTOS BASTOS

INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA UMIDADE NO COMPORTAMENTO DE
PAVIMENTOS DA REGIÃO METROPOLITANA DE FORTALEZA

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestra em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Aprovada em: 15 / 04 / 2013.

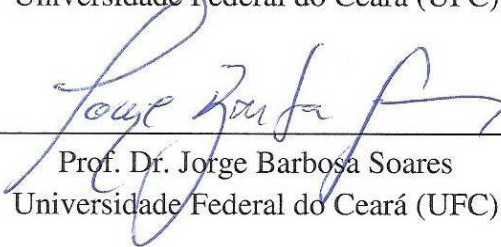
BANCA EXAMINADORA



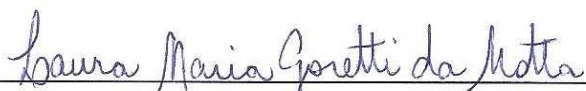
Profa. Dr.^a. Áurea Silva de Holanda (Orientadora)
Universidade Federal do Ceará (UFC)



Profa. Dr.^a. Suelly Helena de Araújo Barroso (Coorientadora)
Universidade Federal do Ceará (UFC)



Prof. Dr. Jorge Barbosa Soares
Universidade Federal do Ceará (UFC)



Profa. Dr.^a. Laura Maria Gorette da Motta
Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ)

DEDICATÓRIA

A Deus, por nunca me desamparar e por me presentear com tantas pessoas maravilhosas.

À minha querida mãe, Rosenir, por toda dedicação e amor, por ser a pessoa que mais torce, que mais ora e a que mais vibra com cada uma das minhas conquistas.

Ao meu amado esposo, Fernando, por todo incentivo, companheirismo, amor, paciência, compreensão e dedicação. Sem ele seria impossível.

À minha filha, Yasmin Maria, por compreender minha ausência, por encher a minha vida de felicidade e por ser o maior presente que Deus me deu.

AGRADECIMENTOS

Às minhas queridas orientadoras, Áurea Silva de Holanda e Suelly Helena de Araújo Barroso, por todo incentivo, amizade e dedicada orientação. Elas representaram apoio e soluções em dobro. Elas foram essenciais para realização deste trabalho e exemplo de mulheres trabalhadoras, guerreiras e acima de tudo mães.

Ao professor Jorge Barbosa Soares por toda ajuda, todo carinho e por todas as histórias.

Aos demais professores do Departamento de Engenharia de Transportes por todos os conhecimentos transmitidos.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Transportes pela atenção e carinho dispensados.

Aos que colaboraram ao me fornecer as referências bibliográficas mais antigas: Kamilla Vasconcelos, Laura Motta, Manuela Mesquita, Mário Ângelo e Rosângela Motta.

À equipe do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da UFC e ao laboratorista André pelo auxílio na realização nas coletas dos materiais.

Ao Gledson pela ajuda na realização de alguns ensaios desta pesquisa.

Aos colegas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes que fizeram desta etapa da minha vida algo inesquecível, em especial ao Márcio, Synardo, Lucimar, Antônio Jr., Amanda, Isael, Jardel, Alessandra, Nelson e ao Felipe. Sem vocês essa trajetória não teria sido tão prazerosa!

Aos meus amigos e familiares, pelo carinho e pela compreensão nos momentos em que a dedicação aos estudos foi prioridade.

À CAPES pelo auxílio concedido.

E a todos que contribuíram de alguma maneira para que eu alcançasse mais esta vitória.

Obrigada a todos!

RESUMO

Vários fatores podem influenciar no comportamento resiliente de materiais granulares, dentre eles vale citar a umidade que pode variar de acordo com as condições ambientais a que os pavimentos estarão sujeitos no campo (infiltração de água de chuva pelas trincas do pavimento ou pelos acostamentos, variação do nível do lençol freático, transferência de umidade entre as camadas devido às variações de temperatura, etc). As variações climáticas sazonais podem acarretar alterações que comprometam o desempenho do pavimento, sendo importante verificar quais os materiais locais que melhor resistem a tais variações. Na tentativa de analisar um pavimento mais adequado às características regionais, o presente trabalho teve o objetivo de avaliar os efeitos da variação da umidade dos solos na análise dos pavimentos à luz de métodos empíricos e mecanísticos-empíricos. Para tanto, foram realizadas análises numéricas (através do programa de análise CAP3D e do programa de dimensionamento SisPav) para determinar tensões e deslocamentos atuantes nos pavimentos asfálticos, considerando-se o efeito da variação da umidade nos solos. Para execução do programa experimental foram coletados solos no município de Caucaia, localizado na Região Metropolitana de Fortaleza, estado do Ceará, que foram submetidos aos ensaios de caracterização, compactação, CBR (Índice de Suporte Califórnia) e MR (Módulo de Resiliência). O ensaio de CBR foi realizado em diferentes condições de imersão. Já o MR dos solos foi avaliado nas umidades de compactação e pós-compactação. A partir dos resultados de laboratório foram realizadas análises numéricas para determinar tensões e deslocamentos atuantes nos pavimentos asfálticos. Os resultados mostram que os valores de MR são mais sensíveis à variação do teor de umidade para o caso de solos pertencentes ao subleito do que para os provenientes de jazidas. Os estudos mostram, ainda, que a variação da umidade influencia nos resultados dos deslocamentos verticais, das tensões horizontais e verticais dos pavimentos. Verificou-se que a alteração de $\pm 2\%$ em termos absolutos em torno da umidade ótima, normalmente aceita para a compactação do solo em campo, pode representar variações significativas nos dimensionamentos dos pavimentos. Percebeu-se que estruturas mais esbeltas são obtidas quando se considera os materiais 2% abaixo da umidade ótima, tanto de compactação quanto de pós-compactação. Mas esta prática não deve ser incentivada, pois se a umidade vier a aumentar a tendência é que o pavimento seja prejudicado.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento de pavimentos. Análise numérica. Módulo de resiliência. Variação de umidade.

ABSTRACT

Several factors may influence the resilient behavior of granular materials, among which it is worth mentioning the moisture content. The moisture variation depends on the environmental conditions to which the pavements will be subjected in the field (infiltration of rainwater through the cracks of the pavement or shoulders, groundwater level variation, moisture transfer between layers due to temperature variations, etc.). It is well known that seasonal climatic changes can affect the performance of the pavement. Thus, it is important to choose local materials that better resist such changes. In an attempt to analyze a pavement that best suits regional characteristics, this study aims to evaluate the effects of soil moisture variation in the analysis of pavements in the light of empirical and mechanistic-empirical design methods. Numerical analyses were performed (through the programs CAP3D and SisPav) to determine stresses and displacements on asphalt pavements with different soil layers moisture contents. For the experimental program, different soils were collected in the city of Caucaia, located in the Metropolitan Region of Fortaleza, state of Ceará, which were subjected to the following laboratory tests: compaction, CBR (California Bearing Ratio) and MR (Resilient Modulus). CBR was conducted in different conditions of saturation. On the other hand, resilient moduli were evaluated in the compaction and post-compaction humidities. Using the results of laboratory tests, numerical analyses were performed to obtain stresses and displacements on asphalt pavements. The results show that MR values are more sensitive to variation of the moisture content in the case of subgrade soils than for those soils of deposits. The studies also show that the variation of moisture affects the results of vertical displacements, as well as horizontal and vertical stresses. It was found that the variation of $\pm 2\%$, in absolute terms around the optimum moisture normally accepted for soil compaction in the field, may represent significant variations in the design of flexible pavements. It was also observed that slender structures are obtained when considering materials 2% below the optimum moisture content in compaction and in post-compaction cases. But this practice should not be encouraged, because if moisture increases the pavement will probably be damaged.

KEYWORDS: Design of pavements. Numerical analysis. Resilient modulus. Moisture change.

SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	xiii
LISTA DE TABELAS	xviii
LISTA DE SÍMBOLOS	xxi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xxiii
CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações Iniciais	1
1.2. Objetivos.....	4
1.3. Resumo da Metodologia Empregada.....	5
1.4. Estrutura da Dissertação	5
CAPÍTULO 2	8
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1. Considerações Iniciais	8
2.2. Módulo de Resiliência	8
2.2.1. <i>Conceito Geral</i>	10
2.2.2. <i>Modelos para Representação do Módulo de Resiliência</i>	13
2.2.3. <i>Diferenças entre Normas para Determinação do Módulo de Resiliência</i>	17
2.2.4. <i>Fatores que Influenciam no Módulo de Resiliência</i>	22
2.3. Índice de Suporte Califórnia (ISC/CBR)	22
2.4. Projeto de Pavimentos Flexíveis.....	25
2.4.1. <i>Método Empírico do DNIT</i>	25
2.4.2. <i>Método Mecanístico-Empírico</i>	29
2.4.2.1. <i>Programa Computacional CAP3D.....</i>	34
2.4.2.2. <i>Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (MEPDG).....</i>	40
2.4.2.3. <i>Outros Programas Computacionais.....</i>	43
2.5. Variação da Umidade nas Camadas Granulares e no Subleito dos Pavimentos..	46
.....	46
2.6. Considerações Finais	52
CAPÍTULO 3	53

3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	53
3.1. Considerações Iniciais	53
3.2. Metodologia.....	53
3.3. Justificativa da Escolha da Área de Estudo	54
3.4. Caracterização Geral da Área de Estudo.....	55
3.4.1. <i>Geologia, Pedologia e Vegetação</i>	<i>56</i>
3.4.2. <i>Clima</i>	<i>57</i>
3.4.3. <i>A Coleta dos Materiais</i>	<i>58</i>
3.5. Programa Experimental	61
3.5.1. <i>Considerações Gerais</i>	<i>61</i>
3.5.2. <i>Caracterização dos Solos e do Agregado – Etapa 1</i>	<i>63</i>
3.5.3. <i>Propriedades Mecânicas Investigadas – Etapa 2</i>	<i>65</i>
3.5.3.1. <i>Compactação</i>	<i>65</i>
3.5.3.2. <i>CBR e Expansão</i>	<i>65</i>
3.5.3.3. <i>Módulo de Resiliência</i>	<i>66</i>
3.5.4. <i>Análises Computacionais para Cálculo das Deflexões e Tensões com a Variação da Umidade – Etapa 3</i>	<i>68</i>
3.5.5. <i>Influência da Variação da Umidade nos Dimensionamentos Empírico e Mecânico-Empírico dos Pavimentos – Etapa 4.....</i>	<i>68</i>
3.6. Considerações Finais	68
CAPÍTULO 4	69
4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	69
4.1. Considerações Iniciais	69
4.2. Resultados da Caracterização dos Solos e da Mistura Solo-Brita	69
4.2.1. <i>Densidade Real.....</i>	<i>69</i>
4.2.2. <i>Granulometria</i>	<i>70</i>
4.2.3. <i>Limite de Liquidez (LL) e Índice de Plasticidade (IP)</i>	<i>71</i>
4.2.4. <i>Abrasão Los Angeles</i>	<i>72</i>
4.2.5. <i>Índice de Forma</i>	<i>72</i>
4.3. Resultados das Propriedades Mecânicas dos Solos e da Mistura Solo-Brita....	73
4.3.1. <i>Compactação</i>	<i>73</i>
4.3.2. <i>CBR e Expansão</i>	<i>75</i>
4.3.3. <i>Módulo de resiliência</i>	<i>79</i>

4.3.4.	<i>Modelagem do Módulo de Resiliência dos Materiais Geotécnicos em Função do Estado de Tensão</i>	80
4.3.5.	<i>Influência da Variação da Umidade, na Compactação e na Pós-Compactação, nos Resultados do Módulo de Resiliência</i>	85
4.4.	Considerações Finais	90
CAPÍTULO 5		93
5.	RESULTADOS DAS ANÁLISES DAS TENSÕES E DESLOCAMENTOS EFETUADAS COM O PROGRAMA COMPUTACIONAL CAP3D E COM O AEMC DO SISPAV	93
5.1.	Considerações Iniciais	93
5.2.	Dimensionamento das Estruturas do Pavimento	93
5.2.1.	<i>Dimensionamento Empírico do DNIT</i>	94
5.3.	Comparação das Análises Numéricas Realizadas com o Programa Computacional CAP3D e com o AEMC do SisPav	95
5.3.1.	<i>Deslocamento Vertical</i>	97
5.3.2.	<i>Tensões Horizontais</i>	102
5.3.3.	<i>Tensões Verticais</i>	106
5.4.	Análise Não Linear de Pavimentos Flexíveis Considerando o Efeito da Umidade	109
5.5.	Comparação das Análises Numéricas Lineares e Não Lineares Realizadas com o AEMC do SisPav	110
5.5.1.	<i>Deslocamento Vertical</i>	111
5.5.2.	<i>Tensões Horizontais</i>	112
5.5.3.	<i>Tensões Verticais</i>	114
5.6.	Dimensionamento Mecânico-Empírico Utilizando o CAP3D	116
5.7.	Comparação do Método Empírico do DNIT e de um Mecânico-Empírico .122	
5.7.1.	<i>Comparação das Espessuras dos Pavimentos para $N = 1 \times 10^6$</i>	122
5.7.2.	<i>Comparação das Espessuras dos Pavimentos para $N = 5 \times 10^6$</i>	124
5.7.3.	<i>Comparação das Espessuras dos Pavimentos para $N = 1 \times 10^7$</i>	126
5.7.4.	<i>Comparação das Espessuras dos Pavimentos para $N = 5 \times 10^7$</i>	128
5.7.5.	<i>Comparação das Espessuras dos Pavimentos para $N = 1 \times 10^8$</i>	130
5.8.	Considerações Finais	133
CAPÍTULO 6		136

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	136
6.1. Considerações Iniciais	136
6.2. Conclusões Principais.....	136
6.2.1. <i>Quanto a Avaliação do Ensaio de CBR em Diferentes Condições de Imersão ...</i>	136
6.2.2. <i>Quanto a Avaliação da Variação da Umidade de Compactação e de Pós- Compactação nos Resultados dos Ensaios de Módulo de Resiliência.....</i>	136
6.2.3. <i>Quanto ao Dimensionamento de Pavimentos pelo Método Empírico do DNIT ..</i>	137
6.2.4. <i>Quanto a Influência da Umidade nas Respostas das Tensões e Deslocamentos de Pavimentos Flexíveis</i>	138
6.2.5. <i>Quanto à Comparação das Análises Numéricas Lineares e Não Lineares Realizadas com o AEMC do SisPav</i>	139
6.2.6. <i>Quanto à Comparação das Análises com o CAP3D e com o AEMC.....</i>	139
6.2.7. <i>Quanto ao Dimensionamento Mecânico-Empírico</i>	140
6.2.8. <i>Quanto à Comparação do Método Empírico do DNIT e do Mecânico- Empírico</i>	140
6.3. Principais Constatações do Programa Experimental.....	140
6.3.1. <i>Quanto aos Resultados dos Ensaios de Caracterização</i>	140
6.3.2. <i>Quanto aos Resultados dos Ensaios de Compactação</i>	141
6.3.3. <i>Quanto aos Resultados dos Ensaios de CBR e Expansão</i>	142
6.3.4. <i>Quanto aos Resultados dos Ensaios de Módulo de Resiliência</i>	142
6.4. RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	142
REFERÊNCIAS	144
ANEXOS	152
ANEXO A - PERFIS DO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPIRÍCO PARA O SUBLEITO A-4.....	152
ANEXO B - PERFIS DO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPIRÍCO PARA O SUBLEITO A-2-4	159

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – “Resiliômetro”	9
Figura 2 – Tensões aplicadas e deformações no ensaio de carga repetida.	10
Figura 3 – Sequência de tensões segundo AASTHO T 307-99 (2007), DNIT-ME 134/2010 e COPPE/UFRJ.	21
Figura 4 – Ábaco para dimensionamento de pavimentos flexíveis.	26
Figura 5 – Simbologia das camadas.	27
Figura 6 – Esquema representativo das tensões, deformações e deslocamentos em pontos críticos de um pavimento asfáltico.	34
Figura 7 – Tela inicial do pré-processador PMG.	36
Figura 8 – Abas para inserção dos dados das cargas e dos materiais.	37
Figura 9 – Modelo geométrico.	38
Figura 10 – Tipos de elementos para gerar a malha.	39
Figura 11 – Geração da malha mista.	39
Figura 12 – Exemplo de visualização de deslocamento vertical fornecida pelo NIPos.	40
Figura 13 – Fluxograma do dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos flexíveis.	42
Figura 14 – Sistema de coordenadas utilizado pelo programa ELSYM5.	44
Figura 15 – Fluxograma do método integrado de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos (SisPav).	45
Figura 16 – Possíveis acessos de água no pavimento.	47
Figura 17 – Mapa de localização de Caucaia no Ceará.	55
Figura 18 – Representação das rodovias do município de Caucaia.	56
Figura 19 – Pedologia do município de Caucaia.	57
Figura 20 – Representação dos tipos de clima do município de Caucaia.	58
Figura 21 – Mapa temático de previsão da classificação do TRB para solos de Caucaia.	59
Figura 22 – Localização geográfica e aspecto visual da amostra 01.	60
Figura 23 – Localização geográfica e aspecto visual da amostra 02.	60
Figura 24 – Localização geográfica e aspecto visual da amostra 03.	61
Figura 25 – Localização geográfica e aspecto visual da amostra 04.	61
Figura 26 – Fluxograma detalhado do programa experimental.	63
Figura 27 – Solos submetidos à preparação de amostras para ensaios de caracterização.	64
Figura 28 – Corpo de prova submetido ao processo de umedecimento.	67

Figura 29 – Granulometria dos solos investigados.....	70
Figura 30 – Composição da curva granulométrica da mistura solo-brita estudada.....	71
Figura 31 – Distribuição dos 113 solos, estudados por Ribeiro <i>et al.</i> (2012), em função da classificação TRB.....	72
Figura 32 – Curvas de compactação das amostras desta pesquisa.	73
Figura 33 – (a) Teor de finos <i>versus</i> umidade ótima e (b) Teor de finos <i>versus</i> MEAS.....	74
Figura 34 – Exemplo da variabilidade dos resultados do ensaio CBR.....	76
Figura 35 – Resultado da média de 3 ensaios de CBRs das amostras nas umidades investigadas (W_{SI} , W_{24h} e W_{96h}).	77
Figura 36 – CBR em condições variadas de imersão.	78
Figura 37 – Variação do módulo de resiliência com o teor de umidade na compactação.....	86
Figura 38 – Variação do módulo de resiliência com o teor de umidade pós-compactação.	87
Figura 39 – Comparação do MR com variação da umidade na compactação e na pós-compactação para: (a) amostra 01 e (b) amostra 03.	89
Figura 40 – Variação do MR na umidade de compactação e pós-compactação para as amostras: (a) amostra 04 (b) amostra 05.	90
Figura 41 – Exemplo do deslocamento vertical com a profundidade (0,01 mm) – estrutura com subleito do tipo A-4, compactado 2% abaixo da umidade ótima.	98
Figura 42 – Deflexão no topo do pavimento com subleito do tipo A-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.	100
Figura 43 – Deflexão no topo do pavimento com subleito do tipo A-2-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.	101
Figura 44 – Exemplo de tensões horizontais com a profundidade (kgf/cm^2) – estrutura com subleito A-4 compactado na umidade ótima.	102
Figura 45 – Tensões horizontais na face inferior do revestimento dos pavimentos com subleito A-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.....	104
Figura 46 – Tensões horizontais na face inferior do revestimento dos pavimentos com subleito A-2-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.	105
Figura 47 – Exemplo de tensões verticais com a profundidade (kgf/cm^2) – estrutura com subleito A-4 compactada na umidade ótima e com $N = 1 \times 10^8$	106
Figura 48 – Tensões verticais de compressão no topo do subleito A-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.	108
Figura 49 – Tensões verticais de compressão no topo do subleito A-2-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.	109

Figura 50 – Diferenças entre os resultados das deflexões considerando as análises elásticas lineares e não lineares.....	112
Figura 51 – Diferenças entre os resultados das tensões horizontais considerando as análises elásticas lineares e não lineares.	114
Figura 52 – Comparação das espessuras das estruturas com subleito A-4.....	117
Figura 53 – Comparação das espessuras das estruturas com subleito A-2-4.	119
Figura 54 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 para $N = 1 \times 10^6$	123
Figura 55 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 para $N = 1 \times 10^6$	123
Figura 56 – Comparação das espessuras das camadas dos pavimentos, obtidas pelos métodos do DNIT e mecanístico-empírico, para $N = 1 \times 10^6$ e para o subleito (a) A-4 e (b) A-2-4.....	124
Figura 57 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 para $N = 5 \times 10^6$	125
Figura 58 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 para $N = 5 \times 10^6$	125
Figura 59 – Comparação das espessuras das camadas dos pavimentos, obtidas pelos métodos do DNIT e mecanístico-empírico, para $N = 5 \times 10^6$ e para o subleito (a) A-4 e (b) A-2-4.....	126
Figura 60 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 para $N = 1 \times 10^7$	127
Figura 61 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 para $N = 1 \times 10^7$	127
Figura 62 – Comparação das espessuras das camadas dos pavimentos, obtidas pelos métodos do DNIT e mecanístico-empírico, para $N = 1 \times 10^7$ e para o subleito (a) A-4 e (b) A-2-4.....	128
Figura 63 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 para $N = 5 \times 10^7$	129
Figura 64 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 para $N = 5 \times 10^7$	129
Figura 65 – Comparação das espessuras das camadas dos pavimentos, obtidas pelos métodos do DNIT e mecanístico-empírico, para $N = 5 \times 10^7$ e para o subleito (a) A-4 e (b) A-2-4.....	130
Figura 66 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 para $N = 1 \times 10^8$	131
Figura 67 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 para $N = 1 \times 10^8$	131
Figura 68 – Comparação das espessuras das camadas dos pavimentos, obtidas pelos métodos do DNIT e mecanístico-empírico, para $N = 1 \times 10^8$ e para o subleito (a) A-4 e (b) A-2-4.....	132
Figura 69 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 (W_{ot} , $W_{ot-2\%}$ e $W_{ot+2\%}$ pós) para $N = 1 \times 10^6$	152
Figura 70 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot+2\%}$ e $W_{ot-2\%}$ pós) para $N = 1 \times 10^6$	152
Figura 71 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 (W_{ot}) para $N = 5 \times 10^6$	153
Figura 72 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot+2\%}$ e $W_{ot-2\%}$ pós) para $N = 5 \times 10^6$	153

Figura 73 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot-2\%}$ e $W_{ot-2\%}$ pós) para $N = 5 \times 10^6$	153
Figura 74 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 (W_{ot}) para $N = 1 \times 10^7$	154
Figura 75 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot+2\%}$ e $W_{ot+2\%}$ pós) para $N = 1 \times 10^7$	154
Figura 76 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot-2\%}$ e $W_{ot-2\%}$ pós) para $N = 1 \times 10^7$	154
Figura 77 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 (W_{ot}) para $N = 5 \times 10^7$	155
Figura 78 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot+2\%}$) para $N = 5 \times 10^7$	155
Figura 79 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot+2\%}$ pós) para $N = 5 \times 10^7$	156
Figura 80 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot-2\%}$) para $N = 5 \times 10^7$	156
Figura 81 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot-2\%}$ pós) para $N = 5 \times 10^7$	156
Figura 82 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 (W_{ot}) para $N = 1 \times 10^8$	157
Figura 83 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot-2\%}$) para $N = 1 \times 10^8$	157
Figura 84 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot-2\%}$ pós) para $N = 1 \times 10^8$	157
Figura 85 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot+2\%}$) para $N = 1 \times 10^8$	158
Figura 86 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot+2\%}$ pós) para $N = 1 \times 10^8$	158
Figura 87 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 (W_{ot}) para $N = 1 \times 10^6$	159
Figura 88 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot+2\%}$ e $W_{ot+2\%}$ pós) para $N=1 \times 10^6$	159
Figura 89 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot-2\%}$ e $W_{ot-2\%}$ pós) para $N = 1 \times 10^6$	160
Figura 90 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 (W_{ot}) para $N = 5 \times 10^6$	160
Figura 91 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot+2\%}$ e $W_{ot+2\%}$ pós) para $N=5 \times 10^6$	160
Figura 92 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot-2\%}$ e $W_{ot-2\%}$ pós) para $N = 5 \times 10^6$	161
Figura 93 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 (W_{ot} , $W_{ot+2\%}$ e $W_{ot+2\%}$ pós) para $N=1 \times 10^7$	161
Figura 94 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot-2\%}$ e $W_{ot-2\%}$ pós) para $N = 1 \times 10^7$	161
Figura 95 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 (W_{ot}) para $N = 5 \times 10^7$	162
Figura 96 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot+2\%}$) para $N = 5 \times 10^7$	162
Figura 97 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot+2\%}$ pós) para $N = 5 \times 10^7$	162

Figura 98 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}-2\%$ e $W_{ot}-2\%$ pós) para $N = 5 \times 10^7$	163
Figura 99 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 (W_{ot}) para $N = 1 \times 10^8$	163
Figura 100 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}-2\%$ e $W_{ot}-2\%$ pós) para $N=1 \times 10^8$	163
Figura 101 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}+2\%$) para $N = 1 \times 10^8$	164
Figura 102 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}+2\%$ pós) para $N = 1 \times 10^8$	164

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Sequência de tensões para a fase de condicionamento de acordo com a norma DNIT-ME 134/2010 e da COPPE/UFRJ.....	17
Tabela 2 – Sequência de tensões para determinação de módulo de resiliência conforme métodos do DNIT-ME/2010 e da COPPE/UFRJ.	18
Tabela 3 – Sequência de tensões para subleito segundo AASTHO T 307-99 (2007).....	19
Tabela 4 – Sequência de tensões para base/sub-base segundo AASTHO T 307-99 (2007). ...	20
Tabela 5 – Valores de aceitação para as camadas do pavimento.	23
Tabela 6 – Espessuras mínimas do revestimento.	26
Tabela 7 – Coeficiente de equivalência estrutural.....	27
Tabela 8 – Relação entre o MR e a variação de umidade.....	48
Tabela 9 – Localização geográfica dos materiais coletados e suas finalidades para compor a estrutura do pavimento.	59
Tabela 10 – Ensaio e normas para a caracterização geotécnica dos solos e dos agregados. ..	64
Tabela 11 – Densidade Real das amostras de solo deste estudo.	69
Tabela 12 – Valores dos LL, IP e classificação TRB dos solos estudados.	71
Tabela 13 – Resultados das médias (dois ensaios) das umidades ótimas e das massas específicas secas máximas para as amostras ensaiadas.....	74
Tabela 14 – Resultados das médias das expansões para as amostras ensaiadas.....	75
Tabela 15 – Variação relativa do CBR (%) para condições variadas de umidade, tendo como referência CBR sem imersão.	78
Tabela 16 – Equações do MR dos solos e coeficientes de determinação para diferentes teores de umidade da amostra 01.	81
Tabela 17 – Equações do MR dos solos e coeficientes de determinação para diferentes teores de umidade da amostra 03.	82
Tabela 18 – Equações do MR dos solos e coeficientes de determinação para diferentes teores de umidade da amostra 04.	83
Tabela 19 – Equações do MR dos solos e coeficientes de determinação para diferentes teores de umidade da amostra 05.	84
Tabela 20 – Dimensionamento empírico do DNIT, considerando o CBR sem imersão, após 24 horas de imersão e após 4 dias de imersão.	94
Tabela 21 – Dados de entrada para análise do pavimento com subleito do tipo A-4.....	96
Tabela 22 – Dados de entrada para análises dos pavimentos com subleito do tipo A-2-4.....	97

Tabela 23 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estrutura com subleito A-4.	99
Tabela 24 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estrutura com subleito A-2-4.	99
Tabela 25 – Resultados das tensões horizontais (kgf/cm ²) para diversas estruturas e umidades, analisadas pelo CAP3D e pelo AEMC – Estrutura com subleito A-4.	103
Tabela 26 – Resultados das tensões horizontais (kgf/cm ²) para diversas estruturas e umidades, analisadas pelo CAP3D e pelo AEMC – Estrutura com subleito A-2-4.	103
Tabela 27 – Resultados das tensões verticais de compressão no topo do subleito (kgf/cm ²) para diversas estruturas e umidades, analisadas pelo CAP3D e pelo AEMC – Estrutura com subleito do tipo A-4.	107
Tabela 28 – Resultados das tensões verticais de compressão no topo do subleito (kgf/cm ²) para diversas estruturas e umidades, analisadas pelo CAP3D e pelo AEMC – Estrutura com subleito do tipo A-2-4.	107
Tabela 29 – Dados de entrada para análise do pavimento com subleito A-4.	110
Tabela 30 – Dados de entrada para análise do pavimento com subleito A-2-4.	110
Tabela 31 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estrutura com subleito A-4.	111
Tabela 32 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estrutura com subleito A-2-4.	111
Tabela 33 – Comparação dos resultados das análises, elásticas lineares e não lineares, para as tensões horizontais (kgf/cm ²) – Estruturas com subleito A-4.	113
Tabela 34 – Comparação dos resultados das análises, elásticas lineares e não lineares, para as tensões horizontais (kgf/cm ²) – Estruturas com subleito A-2-4.	113
Tabela 35 – Comparação dos resultados das análises, elásticas lineares e não lineares, para as tensões verticais (kgf/cm ²) – Estruturas com subleito A-4.	115
Tabela 36 – Comparação dos resultados das análises, elásticas lineares e não lineares, para as tensões verticais (kgf/cm ²) – Estruturas com subleito A-2-4.	115
Tabela 37 – Dados de entrada para reanálise do pavimento com subleito A-4.	117
Tabela 38 – Dados de entrada para reanálise dos pavimentos com subleito A-2-4.	118
Tabela 39 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estruturas com subleito A-4.	119
Tabela 40 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estruturas com subleito A-2-4. ..	120
Tabela 41 – Tensões horizontais na face inferior do revestimento (kgf/cm ²) para diversas estruturas e umidades – Estruturas com subleito A-4.	120
Tabela 42 – Tensões horizontais na face inferior do revestimento (kgf/cm ²) para diversas estruturas e umidades – Estruturas com subleito A-2-4.	120
Tabela 43 – Resultados das tensões verticais de compressão no topo do subleito (kgf/cm ²) para diversas estruturas e umidades – Dimensionamentos com subleito A-4.	121

Tabela 44 – Resultados das tensões verticais de compressão no topo do subleito (kgf/cm^2) para diversas estruturas e umidades – Dimensionamentos com subleito A-2-4..... 121

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área inicial da seção transversal da amostra
B	Espessuras da base
D	Deflexão máxima total admissível
W_{SI}	Resultado de CBR sem imersão (%)
W_{24h}	Resultado de CBR após 24 horas de imersão (%)
W_{96h}	Resultado de CBR após 96 horas de imersão (%)
$W_{ót}$	Umidade ótima (%)
ρ_d	Massa específica aparente seca
ρ_{dmax}	Massa específica aparente seca máxima
γ_d	Peso específico seco
H	Altura do corpo de prova
H_m	Espessura total do pavimento
H_n	Espessura necessária acima do reforço do subleito
h_n	Reforço do subleito
H_{20}	Espessura acima da sub-base
h_{20}	Espessura da sub-base
k_1, k_2 e k_3	Parâmetros de regressão
K_R, K_B, K_S e K_{Ref}	Coefficientes estruturais do revestimento, base, sub-base e reforço do subleito, respectivamente
σ_a	Tensão axial máxima
σ_c	Tensão de contato
σ_d	Tensão desvio
$\sigma_{vmáx}$	Tensão vertical admissível no topo do subleito
σ_t	Tensão induzida
σ_1	Tensão axial cíclica
σ_3	Tensão de confinamento
θ	Primeiro invariante de tensão
ε_i	Deformação resiliente inicial

ε_r	Deformação recuperável ou resiliente
Δ_h	Deslocamento axial recuperável ou resiliente
h_0	Altura inicial do corpo de prova
τ_{oct}	Tensão de cisalhamento octaédrica
P_{max}	Carga axial aplicada máxima
$P_{contato}$	Carga vertical para manter um contato positivo entre a tampa e a amostra
P_{desvio}	Pulso de carga cíclica
R	Espessura do revestimento
R^2	Coefficiente de determinação

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AEMC	Análise Elástica de Múltiplas Camadas
CAP3D	<i>Computational Analysis of Pavements – 3D</i>
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
CBR	<i>California Bearing Ratio (%)</i>
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CIPP	Complexo Industrial e Portuário do Pecém
CSP	Companhia Siderúrgica do Pecém
DER	Departamento Estadual de Rodovias
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EF	Elementos Finitos
EFin3D	Elementos Finitos Tridimensionais
ELSYM5	<i>Elastic Layered System Model 5</i>
EESC/USP	Escola de Engenharia de São Carlos/São Paulo
FEPAVE2	<i>Finite Element Analysis of Pavement Structures 2</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IP	Índice de Plasticidade (%)
IPECE	Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará
ISC	Índice de Suporte Califórnia (%)
LL	Limite de Liquidez (%)
LMP	Laboratório de Mecânica dos Pavimentos

LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEPDG	<i>Mechanistic Empirical Pavement Design Guide</i>
MR	Módulo de Resiliência
N	Número total de passagens do eixo padrão de 8,2 tf
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
NL	Não Líquido
NP	Não Plástico
P _a	Pressão atmosférica
PIB	Produto Interno Bruto
PMG	<i>Pavement Mesh Generator</i>
POO	Programação Orientada a Objetos
RMF	Região Metropolitana de Fortaleza
SDIMPA	Sistema de Dimensionamento de Pavimento Asfáltico
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
TSD	Tratamento Superficial Duplo
UEMA	Universidade Estadual do Maranhão
UFBA	Universidade Federal da Bahia
UFC	Universidade Federal do Ceará
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFS	Universidade Federal de Sergipe
ZPE	Zona de Processamento de Exportação

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

A análise estrutural de pavimentos flexíveis é um problema complexo devido principalmente às condições de contorno envolvidas e ao comportamento dos materiais que compõem sua estrutura. As camadas granulares dos pavimentos, por exemplo, apresentam comportamento $T \times \varepsilon$ não linear que muitas vezes é simplificado em análises lineares. Além disso, há as variações climáticas sazonais que podem acarretar alterações que comprometam o desempenho do pavimento.

Durante as primeiras décadas do século XX, o projeto de pavimentos era tido como uma atividade de menor expressão da Mecânica dos Solos e caracterizado por ser essencialmente empírico. Com o crescimento do volume e do peso do carregamento dos veículos, houve a necessidade de melhorar o desempenho do pavimento, tornando-se imprescindível um maior entendimento da resposta do solo e dos materiais do pavimento frente ao carregamento repetido (MEDINA e MOTTA, 2005).

No enfoque analítico, o pavimento é tratado como uma estrutura de engenharia, sendo seu comportamento mecânico avaliado em função do carregamento e da resistência dos materiais, assim como é feito com as estruturas de concreto ou de aço. Para investigar a estrutura de um pavimento é necessário analisar o comportamento dos seus materiais constituintes a partir de ensaios que tentem simular melhor suas propriedades, bem como verificar o efeito real do carregamento que irá atuar sobre o mesmo.

Assim, o ensaio de Módulo de Resiliência (MR) avalia o comportamento dos materiais quando submetidos aos diferentes níveis de tensões e os seus resultados podem ser utilizados na análise mecanística de um sistema de múltiplas camadas como é o caso dos pavimentos rodoviários. Vários fatores podem influenciar o comportamento resiliente dos materiais granulares, dentre eles vale citar a umidade que pode variar de acordo com as condições ambientais a que os pavimentos estarão sujeitos no campo.

As propriedades dos materiais empregados na pavimentação, tal como o módulo de resiliência das camadas, sofrem influência das condições climáticas. Takeda (2006) destacou que é necessário quantificar os efeitos dessa variação para uma determinada região, mostrando a importância de se verificar quais os materiais locais que melhor conseguem resistir a tais variações.

A consideração da variação climática no desempenho de um pavimento não pode ser desprezada, uma vez que o clima influencia diretamente no comportamento mecânico de alguns materiais que compõem a sua estrutura. O conhecimento dos efeitos da temperatura e da umidade são importantes para que a análise dos pavimentos possa ser realizada com maior eficácia.

A umidade das camadas dos pavimentos e do subleito pode variar na fase da construção dos pavimentos quando o controle tecnológico não é eficiente ou até mesmo quando se obedecem aos critérios de controle de execução das especificações de serviço do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Tais especificações admitem, por exemplo, uma tolerância de $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima (por exemplo, um material com umidade ótima de 8% é aceito quando atinge uma umidade de 6% a 10%). Sabe-se que dependendo do tipo de solo, essa tolerância pode representar variações significativas das propriedades resilientes como é o caso de alguns solos argilosos, por exemplo, que podem apresentar curva de compactação mais fechada. No caso de solos que apresentem curva de compactação mais aberta, a tolerância de $\pm 2\%$, com relação à umidade ótima, pode não representar mudanças consideráveis de comportamento.

Além disso, a umidade ainda está sujeita a alterações na pós-construção, quando as variações climáticas sazonais podem acarretar mudanças que comprometam o desempenho do pavimento. É importante verificar quais materiais locais resistem melhor a tais variações e quais os efeitos dessas variações nas respostas dos critérios de desempenho dos pavimentos flexíveis, tais como: deflexão no topo do pavimento, tensões de tração na face inferior do revestimento asfáltico e tensões verticais de compressão no topo do subleito.

O teor de umidade pode então interferir nas respostas dos critérios de desempenho dos pavimentos. Oscilações devido à ocorrência de variações sazonais do índice pluviométrico e a execução de sistemas de drenagem deficientes, bem como problemas construtivos podem provocar variações no teor de umidade não previstas em projetos que podem comprometer a estrutura do pavimento.

Medina (1997) informa que o clima pode influenciar o comportamento do subleito quando: (a) a água da chuva atinge o subleito pelos acostamentos, principalmente quando esses não são revestidos; (b) ocorre infiltração não interceptada por drenos e através de trincas e juntas não vedadas e de poros na superfície envelhecida; (c) ocorre oscilação do lençol freático, podendo promover variações da umidade do subleito e (d) há movimento de água na forma de vapor, devido aos gradientes de temperatura diários e sazonais.

Bernucci (1995) alerta que nas condições climáticas brasileiras é possível garantir que, em certas regiões, como no estado de São Paulo, decorrido certo tempo, a umidade da base é inferior à de compactação. Porém, sempre existe a possibilidade da umidade vir a aumentar, seja por infiltração da água pelo acostamento, seja por estar em áreas mal drenadas ou até mesmo pela entrada de água pluvial pelo revestimento, se este já estiver trincado ou for permeável. Nessas situações, se o solo for expansivo, a resistência diminui, causando deformações volumétricas que podem comprometer o desempenho do pavimento ou o aparecimento de rupturas no mesmo.

Luz e Parreira (2003) afirmaram que para avaliar o comportamento dos pavimentos é importante o conhecimento das propriedades dos materiais que os constituem em condições similares às aquelas nas quais eles trabalharão. Os materiais podem apresentar comportamentos diferenciados dependendo das condições climáticas e hidrológicas de um dado local.

O controle da umidade, tanto nas camadas quanto no subleito, é um requisito básico para manter o bom desempenho e a durabilidade de uma rodovia. Projetos e construções de pavimentos são elaborados com a intenção de evitar o contato danoso da água com a estrutura do mesmo, pois o efeito indesejado da presença da umidade pode reduzir as propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

Nesse contexto, a falta de informações sobre o efeito da variação da umidade nas propriedades dos solos, que constituem as camadas dos pavimentos e dos diferentes tipos de subleito do estado do Ceará, instiga a comunidade científica e técnica local, seja pela busca de um dimensionamento mais realista ou pelas respostas do desempenho das estruturas impactadas por tais variações. Esses fatores mostram a importância da investigação regional sobre a influência da variação da umidade no subleito e nas camadas dos pavimentos.

Este trabalho faz parte ainda do projeto PC03 - Ensaio Acelerados em Pavimentos de Baixo Volume de Tráfego. Participam deste projeto as seguintes instituições: UFC, UFS, UFBA, UEMA, UFPE, EESC/USP e UFRGS.

O projeto PC-03 consiste em fazer ensaios acelerados em revestimentos asfálticos com o simulador de tráfego de verdadeira grandeza, dando ênfase às rodovias de baixo volume de tráfego. Serão consideradas as rodovias revestidas com tratamentos superficiais, areia asfalto usinado a frio e/ou tratamento antipó, etc., aplicados sobre bases de solos estabilizados por diferentes processos (solo-emulsão, solo-cal, solo-brita, solo estabilizado granulometricamente, solo puro, etc.). Com este projeto também se pretende realizar análises computacionais visando-se determinar o comportamento mecânico dos referidos pavimentos.

Este trabalho faz parte também do Projeto Integrado da REDE Temática de Tecnologia em Asfalto PETROBRAS/ANP: Desenvolvimento de um Método de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos - SDIMPA (Sistema de Dimensionamento de Pavimento Asfáltico) que visa o desenvolvimento de um banco de dados de materiais e de desempenho de pavimentos que irá validar o desenvolvimento de um Método Brasileiro de Dimensionamento Mecanístico de Pavimentos Asfálticos Novo e de Reforço.

1.2. Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é contribuir para o conhecimento dos efeitos da variação da umidade em 4 solos do estado do Ceará e dos impactos causados no dimensionamento do pavimento quando essa variação é considerada.

Buscando alcançar o objetivo principal, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) levantar o estado da arte sobre os efeitos das variações da umidade nos solos;
- b) investigar os procedimentos utilizados em laboratório para representar a variação da umidade em campo;
- c) avaliar o ensaio CBR (*California Bearing Ratio*) em diferentes condições de imersão;
- d) avaliar a influência da variação da umidade de compactação nos resultados do ensaio de módulo de resiliência;
- e) avaliar o módulo de resiliência de solos compactados na umidade ótima e submetidos ao processo de secagem ou umedecimento pós-compactação;
- f) investigar a influência da variação da umidade nas respostas das tensões e deslocamentos de pavimentos flexíveis;
- g) realizar análises no programa computacional CAP3D (*Computational Analysis of Pavements – 3D*) e comparar os resultados com outro programa de análise;
- h) avaliar a consideração da não linearidade e comparar com os resultados elásticos lineares nas análises utilizando o programa computacional de Análises Elásticas de Múltiplas Camadas (AEMC) do SisPav;
- i) comparar estruturas de pavimentos flexíveis projetadas através do método empírico do DNIT e de um método mecanístico-empírico, considerando a influência da variação da umidade na compactação e pós-compactação.

1.3. Resumo da Metodologia Empregada

A metodologia resumida empregada para o alcance dos objetivos deste trabalho consistiu na realização das seguintes atividades:

- a) realização de uma revisão bibliográfica sobre os efeitos da variação da umidade nos materiais utilizados nas camadas e no subleito dos pavimentos;
- b) seleção do município de Caucaia, localizado na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), como área de estudo;
- c) coleta de 23 amostras de solo no município de Caucaia e seleção de 4 amostras (3 subleitos e 1 jazida);
- d) realização dos ensaios de caracterização geotécnica das amostras de solo selecionadas e da mistura de uma dessas amostras com brita;
- e) realização dos ensaios de resistência mecânica dos solos e com a mistura de um dado solo com brita, visando à identificação do comportamento mecânico e do teor ótimo de umidade;
- f) execução de ensaios de módulo de resiliência dos solos e da mistura de solo-brita, variando a umidade de compactação e pós-compactação;
- g) realização dos ensaios de CBR em condições variadas de imersão;
- h) avaliação dos resultados obtidos nos ensaios de compactação, CBR e MR;
- i) realização de análises numéricas no CAP3D para verificar a influência da umidade nos valores das deflexões e tensões horizontais e verticais;
- j) avaliação da consideração da não linearidade (adotando-se um modelo elástico linear para as camadas dos revestimentos e para os subleitos, e um elástico não linear para as camadas granulares), a partir da comparação de seus resultados com os resultados elásticos lineares;
- k) realização do dimensionamento das espessuras das camadas dos pavimentos flexíveis pelo método empírico do DNIT e por um método mecanístico-empírico;
- l) comparação das estruturas de pavimentos flexíveis projetadas através do método empírico do DNIT e de um método mecanístico-empírico, considerando a influência da variação da umidade na compactação e pós-compactação.

1.4. Estrutura da Dissertação

Além do presente capítulo de introdução, onde são apresentados os objetivos e a metodologia resumida que foi empregada para a realização desta pesquisa, esta dissertação apresenta os seguintes capítulos:

- **Capítulo 2**

Expõe-se nesse capítulo uma revisão bibliográfica que resume, com base na literatura nacional e internacional, as caracterizações dos materiais e os ensaios de laboratório, enfatizando a importância de se estudar a variação de umidade nos pavimentos. Esse capítulo também aborda o ensaio de módulo de resiliência e as considerações sobre o ensaio de CBR, ainda utilizado no Brasil para o caso do dimensionamento empírico. São relatadas, também, considerações sobre projetos de pavimentos flexíveis e a utilização de programas computacionais. São apresentados o método empírico (DNIT) e o mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos flexíveis, bem como os critérios de desempenho que podem ser adotados nesse método. Por fim, apresentam-se alguns trabalhos da comunidade técnica e científica quanto aos efeitos da variação da umidade na área da pavimentação.

- **Capítulo 3**

O Capítulo 3 descreve o processo de escolha das amostras e as características dos materiais estudados, bem como os métodos que foram utilizados para caracterizar e estudar o comportamento mecânico dos materiais quando submetidos às variações de umidade.

- **Capítulo 4**

Nesse capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de caracterização e de resistência mecânica realizados na pesquisa, tais como: compactação; CBR em diferentes condições de imersão e módulo de resiliência em diferentes condições de umidade de compactação e pós-compactação.

- **Capítulo 5**

Esse capítulo apresenta os resultados das análises das tensões e deformações efetuadas com o programa computacional CAP3D e a comparação de seus resultados com os

resultados obtidos através das Análises Elásticas de Múltiplas Camadas (AEMC) do SisPav. Investigam-se ainda os efeitos da variação da umidade dos solos nas análises considerando a não linearidade e comparam-se os resultados obtidos com os provenientes de análises elásticas lineares. Apresenta-se, ainda, uma análise comparativa de estruturas de pavimentos dimensionadas através do método empírico (DNIT) e de um método mecanístico-empírico para os materiais aqui pesquisados.

- **Capítulo 6**

Após a análise e a discussão dos resultados, apresentam-se as principais conclusões e constatações do programa experimental da pesquisa realizada. São também apresentadas recomendações para estudos futuros.

- **Anexos**

Os anexos A e B apresentam os resultados das estruturas de pavimentos dimensionadas por um método mecanístico-empírico para o caso de dois tipos de subleito (A-4 e A-2-4). Verificaram-se os resultados dos dimensionamentos para os números N (número de operações do eixo simples padrão) de 1×10^6 , 5×10^6 , 1×10^7 , 5×10^7 e 1×10^8 , considerando todas as umidades estudadas nesta pesquisa, tanto nas camadas granulares quanto nos subleitos.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Considerações Iniciais

Este capítulo tem a finalidade de reunir informações que subsidiem as investigações sobre a influência da umidade em solos do estado do Ceará e os impactos causados na análise e no dimensionamento do pavimento quando essa variação é considerada. A revisão bibliográfica foi dividida em quatro tópicos: Módulo de Resiliência, Índice de Suporte Califórnia (ISC/CBR), projeto de pavimentos flexíveis e variação da umidade nas camadas granulares e no subleito dos pavimentos.

Nesse contexto, buscou-se apresentar, de forma sucinta, o ensaio do módulo de resiliência, assim como os modelos para representação desse ensaio em materiais com fins para pavimentação rodoviária e as diferenças entre as normas para determinação do MR.

Dando continuidade a elaboração do capítulo, abordaram-se o ensaio de CBR e as particularidades dos projetos de pavimentos flexíveis dimensionados pelo método empírico do DNIT. Considerou-se, também, o método mecanístico-empírico e os critérios de desempenho para pavimentos flexíveis, assim como a metodologia do MEPDG (*Mechanistic Empirical Pavement Design Guide*). Apresentou-se o programa CAP3D para análise de pavimentos asfálticos através do Método dos Elementos Finitos, dentre outros programas computacionais. Por fim, mostrou-se a abordagem da comunidade técnica e científica quanto à variação da umidade na pavimentação através da reunião de informações contidas nos textos estudados.

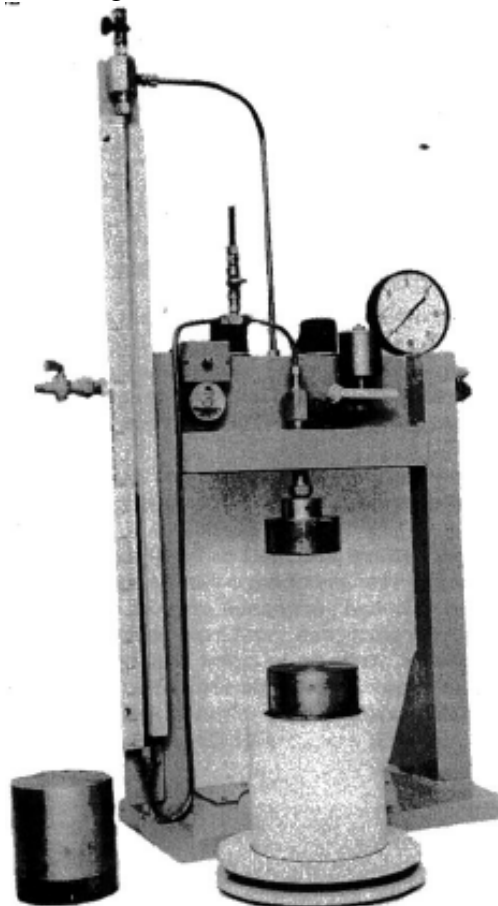
2.2. Módulo de Resiliência

A degradação estrutural dos pavimentos asfálticos está associada à deformação plástica e/ou às deflexões elásticas repetidas. A deflexão recuperável em um pavimento de camadas múltiplas está intimamente relacionada com as propriedades elásticas de suas camadas e de seu subleito. O Módulo de Resiliência (MR) pode ser utilizado para se estudar as características de deformabilidade dos materiais granulares que compõem a estrutura dos pavimentos tanto na condição ótima de umidade, quanto em condições não preconizadas pela norma DNIT-ME 134/2010 e pelo método da COPPE/UFRJ.

O MR pode ser determinado, em laboratório, através de ensaios triaxiais cíclicos. Esse tipo de ensaio requer equipamentos que tenham os seguintes elementos: sistema pneumático de carregamento, célula de carga, sistemas de medida das deformações axiais através dos LVDTs (*Linear Variable Differential Transducer*), regulador de pressão para aplicação da tensão desvio e de confinamento, bem como um programa computacional para monitorar, registrar e armazenar as informações obtidas no decorrer do ensaio.

De acordo com Hveem (1955), o primeiro modelo de equipamento para medir a resiliência foi desenvolvido em 1946. Um modelo melhorado foi construído em 1954, apresentado na Figura 1, tornando possível medir e avaliar o potencial de resistência dos materiais que constituem o pavimento. O nome módulo de resiliência (*resilient modulus*) foi criado para que não fosse confundido com o módulo de Young, determinado estaticamente.

Figura 1 – “Resiliômetro”.



FONTE: Hveem (1955).

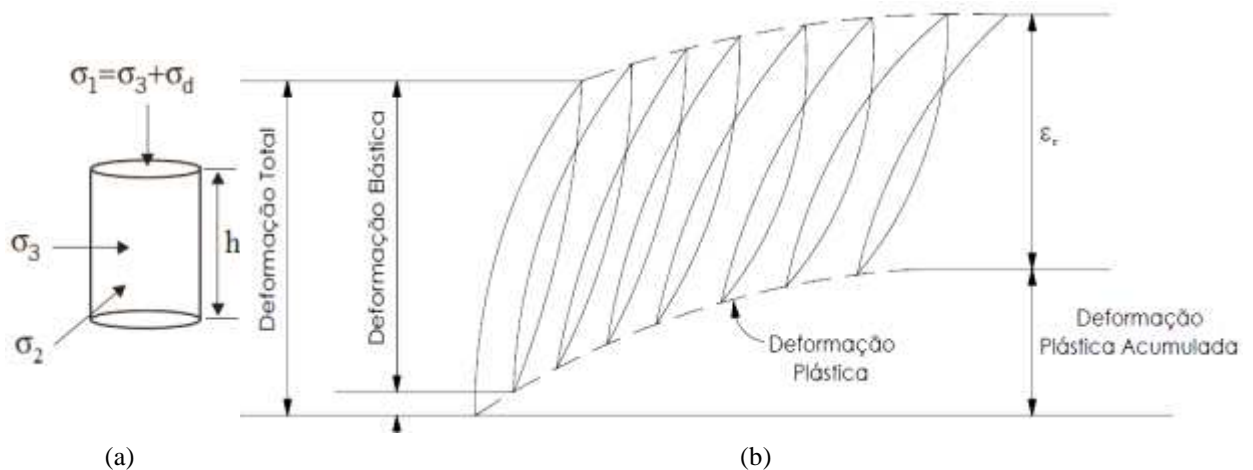
2.2.1. Conceito Geral

Hveem (1955) adotou o termo “resiliência” definido classicamente como “energia armazenada em um corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações” atribuindo o trincamento dos revestimentos asfálticos à deformação elástica das camadas granulares e, principalmente, do subleito. No pavimento, as tensões causadoras das deformações são as cargas dos veículos. Cessada a ação das cargas, a deformação elástica do pavimento, parcela resiliente, é recuperada rapidamente. A outra parcela dessa deformação é permanente, não recuperável.

Observa-se que os ensaios triaxiais cíclicos são realizados em duas etapas de aplicação de carga. Uma delas é a fase de condicionamento da amostra, cuja finalidade é eliminar as deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações do carregamento, bem como reduzir o efeito do histórico de tensões. Na segunda etapa do ensaio são efetivamente medidos os deslocamentos resilientes sofridos pelos materiais.

A Figura 2 (a) mostra de forma esquemática as tensões aplicadas ao corpo de prova na fase do carregamento. No tempo de repouso, restam apenas as tensões de confinamento σ_3 , sendo retirada a tensão desvio σ_d (diferença entre as tensões principais maior e menor, representadas por σ_1 e σ_3 , respectivamente). A tensão principal intermediária (σ_2) é igual a σ_3 para ensaios de MR em corpos de prova cilíndricos. A Figura 2 (b) mostra as deformações sofridas por uma amostra submetida ao ensaio de carga repetida. Na fase de condicionamento, verifica-se uma deformação permanente significativa. Após essa fase, a deformação é praticamente toda recuperável.

Figura 2 – Tensões aplicadas e deformações no ensaio de carga repetida.



FONTE: (a) adaptada de Bernucci *et al.* (2007) e (b) Huang (2004).

A relação entre a tensão desvio aplicada repetidamente e a deformação recuperável correspondente é por definição o módulo de resiliência do material. Na forma clássica, o MR do solo é definido pela Equação (1):

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (1)$$

onde:

MR - Módulo de Resiliência;

σ_d - tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$);

σ_1 - tensão axial cíclica;

σ_3 - tensão de confinamento; e

ϵ_r - deformação recuperável ou resiliente que pode ser calculada conforme Equação (2).

$$\epsilon_r = \frac{\Delta_h}{h_0} \quad (2)$$

onde:

Δ_h - deslocamento axial recuperável ou resiliente; e

h_0 - altura inicial do corpo de prova.

Os métodos para o dimensionamento de pavimentos flexíveis, como o *Guide for Design of Pavement Structures* da *American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO* (1993) e o *Guide for Mechanistic - Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures* da *National Cooperative Highway Research Program - NCHRP 1-37A* (2004) recomendam que os materiais das camadas do pavimento e do subleito sejam caracterizados mecanicamente considerando o MR.

A AASHTO T 307-99 (2007) ressalta que o módulo de resiliência fornece um meio de caracterização de materiais de construção de pavimentação, incluindo solos do subleito, sob várias condições (densidade, umidade, etc.) e estados de tensão que simulam as condições de um pavimento submetido à movimentação de cargas de rodas.

Alguns autores têm tentado relacionar o MR com ensaios mais simples e rotineiros, como o ensaio de sucção ou CBR. Pode-se citar, como exemplo, o trabalho de Parreira e Gonçalves (2000), onde foi possível calcular o MR através da sucção (S_u) e da tensão desvio, para os materiais por eles testados através da Equação (3), obtendo-se uma boa correlação com coeficiente de determinação R^2 igual a 0,92.

$$M_R = 14,10 \times \sigma_d^{0,782} \times Su^{0,076} \quad (3)$$

onde:

M_R – Módulo de Resiliência (MPa);

σ_d – Tensão Desvio (kPa); e

Su – Sucção (kPa).

Souza Junior (2005) testou 4 equações que relacionaram o módulo de resiliência com o CBR, ambos determinados para três energias de compactação (intermediária, intermodificada e modificada). Os resultados encontrados pelo autor mostraram que a Equação (4) de Heukelom e Foster e a Equação (5) de Gren e Hall foram as que melhor representaram o módulo de resiliência dos materiais utilizados na pesquisa. Mesmo assim, das 11 amostras testadas apenas 4 apresentaram resultados próximos da realidade, quando se comparou os resultados de CBR com os módulos determinados nos ensaios triaxiais dinâmicos. O resultado do R^2 para Equação (4) variou de 0,88 a 0,97, na Equação (5) o R^2 variou de 0,74 a 0,93. Nas demais amostras, os resultados calculados por essas expressões ficaram bem distantes da realidade.

$$M_R = 1500 \cdot CBR \text{ (Psi)} \quad (4)$$

$$M_R = 5409 \cdot CBR^{0,711} \text{ (Psi)} \quad (5)$$

As correlações para obtenção do MR são permitidas pelo procedimento NCHRP 1-37A (2004) que julga ser útil para fase de anteprojeto de implantação de rodovias, proporcionando uma avaliação rápida do MR dos solos de jazidas e subleitos localizados ao longo das diversas alternativas de traçados a serem analisadas.

É importante salientar que geralmente as equações de correlação de propriedades só são válidas para as condições em que foram elaboradas, restringindo-se a um universo amostral, onde os tipos e características dos materiais possam ser controlados. Acredita-se, também, que as relações entre CBR e MR tem se mostrado ineficientes para generalizações, tendo em vista os ensaios representarem fenômenos diferentes. A autora do presente trabalho recomenda prudência no estabelecimento de correlações entre tais ensaios, já que esses dois parâmetros são obtidos por diferentes métodos de ensaios e medem situações diferentes: enquanto o CBR refere-se à resistência à penetração, o triaxial cíclico analisa a relação entre tensão e deformação. Deve-se frisar, ainda, a necessidade do meio rodoviário brasileiro

empregar a abordagem do MR para poder facilitar a transição do método empírico para o método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos. Considera-se muito conservadora a abordagem do CBR em projetos de pavimentos.

2.2.2. Modelos para Representação do Módulo de Resiliência

Existem vários modelos para representar o comportamento do módulo de resiliência em função das tensões atuantes no solo. Ultimamente, coincidindo com o avanço da computação, têm surgido modelos mais sofisticados com mais componentes de tensão e maior número de constantes de regressão (VIANA, 2007).

Segundo o NCHRP 1-37A (2004), os parâmetros do modelo constitutivo determinados para cada corpo de prova devem ser tais que o coeficiente de determinação, R^2 , exceda 0,90. Os parâmetros determinados para solos similares, ensaiados em condições também similares, podem ser combinados para obtenção dos parâmetros de regressão. Se o valor de R^2 para um corpo de prova é menor do que 0,90, os resultados dos ensaios e os equipamentos devem ser verificados para a identificação de possíveis erros que se não forem encontrados levariam à consideração de uso de um modelo constitutivo diferente. No entanto, observou-se que para alguns solos do Ceará, como os estudados por Cabral (2005), Gondim (2008), Lima (2008) e Araújo (2009), os valores do coeficiente de determinação são inferiores a 0,90, mesmo testando-se diferentes modelos constitutivos. O mesmo já foi verificado no âmbito nacional e internacional, podendo-se citar, como exemplo, os trabalhos de Bezerra Neto (2004) e Zaman e Khoury (2007), respectivamente.

Se não forem detectados erros ou problemas no equipamento deve ser utilizado o modelo constitutivo que apresente o maior coeficiente de determinação R^2 . Dessa forma, a modelagem da variação do MR com o estado de tensão pode ser avaliada através do desempenho de diferentes modelos. Outra opção é adotar o valor de MR constante. Foram adotados na presente dissertação (ver capítulo de resultados) os cinco modelos apresentados a seguir.

O modelo $k-\sigma_3$, dado pela Equação (6), relaciona o módulo de resiliência com a tensão confinante, sendo mais utilizado para solos granulares.

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (6)$$

onde:

k_1 e k_2 - Parâmetros de regressão; e

σ_3 - Tensão de confinamento.

Já o modelo k - θ , descrito pela Equação (7), apresenta o módulo de resiliência variando com a soma das tensões principais, representada pelo primeiro invariante de tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$). Como $\sigma_2 = \sigma_3$, o primeiro invariante de tensões pode ser representado da por $\theta = \sigma_1 + 2 \sigma_3$.

$$MR = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (7)$$

No caso de solos coesivos, representado pelo modelo k - σ_d , o módulo de resiliência depende principalmente da tensão desvio (σ_d) e é descrito pela Equação (8).

$$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (8)$$

O modelo composto representa o MR em função da tensão de confinamento e da tensão desvio, indicando um comportamento resiliente único para qualquer tipo de solo ou material não tratado quimicamente (FERREIRA e MOTTA, 2002). Esse modelo foi proposto por Macêdo (1996), sendo representado pela Equação (9).

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (9)$$

Ferreira e Motta (2002) constataram que o modelo composto, representado pela Equação (9), é o modelo mais adequado para o cálculo do módulo de resiliência de solos e materiais não tratados quimicamente, quando comparado aos modelos potenciais (k - σ_d), (k - σ_3) e (k - θ). Os autores destacam que esse modelo demonstra ser capaz de avaliar, com precisão superior aos demais, o valor do módulo de resiliência e sugerem que os esforços de pesquisa devem se concentrar no seu aprimoramento ou na elaboração de modelos que apresentem desempenho superior ao modelo composto, abandonando definitivamente os modelos potenciais citados.

Ferreira e Motta (2002) citam que a modelagem é um processo complexo, especialmente no caso de materiais não tratados quimicamente, haja vista a extrema variabilidade de características que podem ser observadas até mesmo para materiais provenientes de uma mesma jazida.

Severi *et al.* (1998) relatam que as misturas estabilizadas com ligantes hidráulicos, empregadas como bases ou sub-bases cimentadas, possuem a peculiaridade, em geral, de resultarem em módulos de resiliência constantes independentemente do nível de tensões

aplicadas; tais valores geralmente são mais elevados do que os de outros materiais de pavimentação. Por isso é comum o emprego do termo módulo de elasticidade nesses casos.

Destaca-se que a estabilização química pode ocorrer de duas formas distintas, dependendo do objetivo. Quando o objetivo é o enrijecimento significativo do solo empregam-se porcentagens em massa geralmente acima de 5% e denomina-se esta mistura de solo-cimento. Quando o objetivo é a melhoria parcial das propriedades, principalmente trabalhabilidade somado com certo aumento de capacidade de suporte, utilizam-se porcentagens mais baixas, da ordem de 3%, denominando-se mistura de solo melhorado com cimento (BERNUCCI *et al.*, 2007).

Oliveira (2011) verificou os resultados obtidos pelo modelo composto quando analisava dois solos, laterita e saibro, modificados com cimento, com dois teores diferentes, 3% e 5% (mistura de solo melhorado com cimento e mistura de solo-cimento, respectivamente), com quatro idades de cura, variando de 0 a 28 dias, em que o modelo composto, representado pela Equação (9), representou bem esses materiais, com R^2 variando de 0,95 a 0,99. O resultado dessa pesquisa mostrou que o modelo composto também possui boa capacidade de representação dos solos estabilizados quimicamente com cimento.

Trindade *et al.* (2003) mostraram que o módulo de resiliência de solos estabilizados com cimento apresentaram variação para os diferentes níveis de tensão aplicados durante os ensaios triaxiais de cargas repetidas, ao contrário do preconizado na literatura especializada.

Para o caso dos estudos já realizados para solos do estado do Ceará, Souza Junior (2005) observou que o modelo composto se mostrou bastante aplicável aos solos ocorrentes nesse estado. Outros autores, em suas dissertações de mestrado, também confirmaram essa mesma conclusão como é o caso de Gondim (2008), Lima (2008), Araújo (2009) e Silva (2009).

Gondim e Barroso (2008) avaliaram os comportamentos resilientes de três solos do agropólo do Baixo Jaguaribe/CE estabilizados com emulsão asfáltica. Testou-se neste trabalho, inicialmente, a aplicabilidade dos modelos clássicos para a descrição do comportamento resiliente dos solos puros e estabilizados. Esses modelos relacionam o MR com a tensão de confinamento (σ_3), com a tensão desvio (σ_d) e com o invariante de tensão (θ). Investigou-se, também, a aplicabilidade do modelo composto às misturas estudadas, tendo em vista que nenhum dos modelos relacionados a uma única variável representou de forma adequada os comportamentos resilientes de todas as amostras estudadas. Segundo essas autoras, os valores dos coeficientes R^2 , referentes ao modelo composto, mostraram a melhor

aplicabilidade desse modelo a todas as situações estudadas, indicando a sua supremacia frente aos outros modelos clássicos testados. Por este motivo, o modelo composto foi eleito para a avaliação das variações de MR dos solos decorrentes da estabilização betuminosa.

Araújo *et al.* (2008), ao analisarem o efeito da adição da cal nos teores de 3%, 5% e 7% como agente estabilizante para melhoramento das propriedades tecnológicas de um solo da região do Baixo Jaguaribe, verificaram que o modelo composto foi o que melhor representou o comportamento resiliente do solo natural e das misturas estudadas, se comparados aos quatro modelos clássicos testados.

Silva e Barroso (2010) estudaram a estabilização granulométrica de 50% de um solo argiloso com 50% de resíduo de construção e demolição do tipo puro e verificaram que o modelo composto foi também o melhor para representar o MR das misturas resultando em um R^2 igual a 0,93.

Bastos *et al.* (2012) investigaram como a variação da umidade de compactação influenciou nos resultados das análises dos pavimentos do município de Caucaia localizado na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF). No trabalho foram efetuadas análises através do Método dos Elementos Finitos, utilizando o programa computacional CAP3D, considerando o valor médio (resultado da média dos valores de MRs obtidos para cada par de tensão) de módulo de resiliência de corpos de prova submetidos a diferentes umidades de compactação: (i) na umidade ótima; (ii) 2% acima da umidade ótima e (iii) 2% abaixo da umidade ótima. Bastos *et al.* (2012) avaliaram os desempenhos de quatro modelos. Em todos os casos, o modelo composto representado pela Equação (9) foi o que melhor representou o MR dos solos dentre os quatro modelos analisados.

O modelo composto apresenta a grande vantagem sobre os demais por não depender do conhecimento, *a priori*, do comportamento predominante do material, se granular ou argiloso. No entanto, é importante avaliar a eficiência de diversos modelos matemáticos para verificar o comportamento do MR dos materiais de cada região. Vale destacar que nenhum dos trabalhos citados, desenvolvidos para os solos do estado do Ceará, avaliou o modelo universal não linear que é o modelo adotado no novo guia de dimensionamento da AASHTO publicado em 2004.

O modelo representado pela Equação (10) é um modelo universal não linear, portanto, aplicável a todos os tipos de materiais de pavimentação não tratados, variando de argilas muito plásticas até bases granulares. Este é o modelo adotado no guia de dimensionamento da AASHTO (NCHRP 1-37A, 2004) e, assim, também será avaliado no presente trabalho.

$$MR = k_1 \cdot P_a \cdot \left[\frac{\theta}{P_a} \right]^{k_2} \cdot \left[\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right]^{k_3} \quad (10)$$

onde:

P_a - pressão atmosférica;

k_1 , k_2 e k_3 - Parâmetros de regressão;

θ - primeiro invariante de tensões: ($\theta = \sigma_1 + 2 \sigma_3$), onde $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$. Assim, o primeiro invariante de tensões pode ser representado da seguinte forma: ($\theta = \sigma_d + 3 \sigma_3$); e

τ_{oct} - tensão de cisalhamento octaédrica: $\tau_{oct} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}$,

podendo ser simplificado para a seguinte forma: ($\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \cdot \sigma_d$).

2.2.3. Diferenças entre Normas para Determinação do Módulo de Resiliência

O ensaio de MR pode ser realizado de acordo com o método da COPPE/UFRJ, pelo método da AASHTO T 307-99 (2007), ou ainda, conforme a recente norma do DNIT-ME 134/2010. A principal diferença entre os métodos é a quantidade de aplicações das cargas repetidas na fase de condicionamento.

A norma do DNIT-ME 134/2010 preconiza que o ensaio seja realizado em 21 fases, sendo que as 3 primeiras são para o condicionamento da amostra, em que são aplicadas 200 repetições em cada uma dessas fases. Na fase de condicionamento, a tensão desvio (σ_d) varia de 68,9 a 309,0 kPa e a tensão de confinamento (σ_3) de 68,9 a 102,9 kPa, conforme mostra a Tabela 1.

Tabela 1 – Sequência de tensões para a fase de condicionamento de acordo com a norma DNIT-ME 134/2010 e da COPPE/UFRJ.

Tensão confinante σ_3 (kPa)	Tensão desvio σ_d (kPa)	Razão de tensões σ_1/σ_3
68,9	68,9	2
68,9	206,8	4
102,9	309,0	4

FONTE: DNIT-ME 134 (2010).

Os ensaios triaxiais de carga repetida realizados pelo método da COPPE-UFRJ diferenciam-se dos ensaios do método descrito na norma DNIT-ME 134/2010 pela fase de condicionamento, em que o primeiro é mais severo, onde são aplicadas 500 repetições em cada uma das 3 fases do condicionamento da amostra.

Nas 18 fases restantes, correspondentes ao ensaio propriamente dito, tanto na norma do DNIT-ME 134/2010 quanto no método da COPPE-UFRJ, são aplicadas 10 repetições de cargas para as medidas de deformações resilientes, em que σ_d varia de 20,7 a 412,0 kPa e σ_3 de 20,7 a 137,9 kPa, como mostra a Tabela 2.

As três normas estabelecem a relação de 1 para 5 entre o tamanho máximo da partícula e o diâmetro do corpo de prova. Deve-se obedecer também a relação de 1 para 2 entre o diâmetro do corpo de prova e sua altura. A norma do DNIT-ME 134/2010 indica os diâmetros de 100 mm e de 150 mm para moldagem dos corpos de prova, sendo a escolha dependente da relação entre o tamanho máximo da partícula e o diâmetro do corpo de prova.

Tabela 2 – Sequência de tensões para determinação de módulo de resiliência conforme métodos do DNIT-ME/2010 e da COPPE/UFRJ.

Tensão confinante σ_3 (kPa)	Tensão desvio σ_d (kPa)	Razão de tensões σ_1/σ_3
20,7	20,7	2
	41,4	3
	62,1	4
34,5	34,5	2
	68,9	3
	102,9	4
50,4	50,4	2
	102,9	3
	155,2	4
68,9	68,9	2
	137,9	3
	206,8	4
102,9	102,9	2
	206,8	3
	309,0	4
137,9	137,9	2
	274,7	3
	412,0	4

FONTE: DNIT-ME 134 (2010).

A norma AASHTO T 307-99 (2007) utiliza tamanhos diferentes de amostra de acordo com o tipo de material, definido como tipo 1 ou tipo 2. O tipo 1 inclui todos os materiais, não tratados com estabilização química, destinados às camadas de base, sub-base e de subleito que apresentem menos de 70% passando na peneira de abertura nominal igual a 2 mm (nº 10) e no máximo 20% passando na peneira de abertura nominal igual a 0,075 mm (nº 200) com índice de plasticidade menor que 10%. Os solos classificados como do tipo 1 devem ser compactados em moldes de 150 mm de diâmetro. Todos os materiais de base,

sub-base e de subleito, não tratados com estabilização química, que não se incluam na definição de solo tipo 1 são designados como tipo 2, podendo ser de amostras indeformadas ou moldadas em moldes de 70 mm ou 100 mm de diâmetro.

No método da AASHTO T 307-99 (2007), os níveis de tensão utilizados para determinar o módulo de resiliência são diferentes conforme a amostra tenha aplicação para camadas mais nobres (base e/ou sub-base) ou para utilização em subleito.

A norma AASHTO T 307-99 (2007) estabelece que, para solos usados como materiais de subleito, o ensaio triaxial cíclico seja realizado em 16 fases, sendo a primeira fase de condicionamento (com aplicação de 500 a 1000 ciclos de carregamento, em que se aplicam no mínimo 500 repetições de uma carga. Se a altura do corpo de prova ainda diminuir no final desses primeiros 500 ciclos, a aplicação dos ciclos de carregamento deve ser continuada até 1000 repetições, antes do ensaio triaxial cíclico), na qual σ_d é igual a 24,8 kPa e σ_3 é igual a 41,4 kPa, como mostra a Tabela 3.

Tabela 3 – Sequência de tensões para subleito segundo AASTHO T 307-99 (2007).

Sequência	Tensão confinante σ_3 (kPa)	Tensão máxima σ_a (kPa)	Tensão de contato σ_c (kPa)	Tensão desvio σ_d (kPa)
0	41,4	27,6	2,8	24,8
1		13,8	1,4	12,4
2		27,6	2,8	24,8
3	41,4	41,4	4,1	37,3
4		55,2	5,5	49,7
5		68,9	6,9	62,0
6		13,8	1,4	12,4
7		27,6	2,8	24,8
8	27,6	41,4	4,1	37,3
9		55,2	5,5	49,7
10		68,9	6,9	62,0
11		13,8	1,4	12,4
12		27,6	2,8	24,8
13	13,8	41,4	4,1	37,3
14		55,2	5,5	49,7
15		68,9	6,9	62,0

Nota: as sequências de carga 14 e 15 não são utilizadas para o material do tipo 1.

FONTE: AASTHO T307-99 (2007).

As 15 fases seguintes do ensaio triaxial cíclico são destinadas às leituras das deformações específicas correspondentes aos pares de tensões aplicadas para a determinação dos módulos que se fazem após 100 repetições de carga, com σ_d variando de 12,4 a 62,0 kPa e σ_3 variando de 41,4 a 13,8 kPa.

A norma AASHTO T 307-99 (2007) estabelece, ainda, que deve ser mantida uma tensão de contato de 10% ou $\pm 0,7$ kPa da tensão axial máxima (σ_a) aplicada no decorrer de cada número de sequência. Essa tensão de contato (σ_c) corresponde à tensão axial aplicada a uma amostra para manter um contato positivo entre o cabeçote do equipamento e a amostra.

A tensão axial máxima (σ_a) corresponde à tensão total aplicada à amostra, incluindo a tensão de contato e a tensão desvio, sendo representada pela Equação (11).

$$\sigma_a = \frac{P_{\max}}{A} \quad (11)$$

onde:

P_{\max} - carga axial aplicada máxima: ($P_{\max} = P_{\text{contato}} + P_{\text{desvio}}$);

P_{contato} - carga vertical aplicada a uma amostra para manter um contato positivo entre o cabeçote do equipamento e a amostra;

P_{desvio} - pulso de carga cíclica; e

A - área inicial da seção transversal da amostra.

O ensaio de MR também é realizado em 16 fases para os solos de base e sub-base. Na primeira fase, de condicionamento, são aplicadas de 500 a 1000 ciclos de carregamento com tensão σ_d igual a 93,1 kPa e tensão σ_3 igual a 103,4 kPa. Nas fases subsequentes são aplicadas 100 repetições de carga, com σ_d variando de 18,6 a 248,2 kPa e σ_3 variando de 20,7 a 137,9 kPa, conforme mostra a Tabela 4.

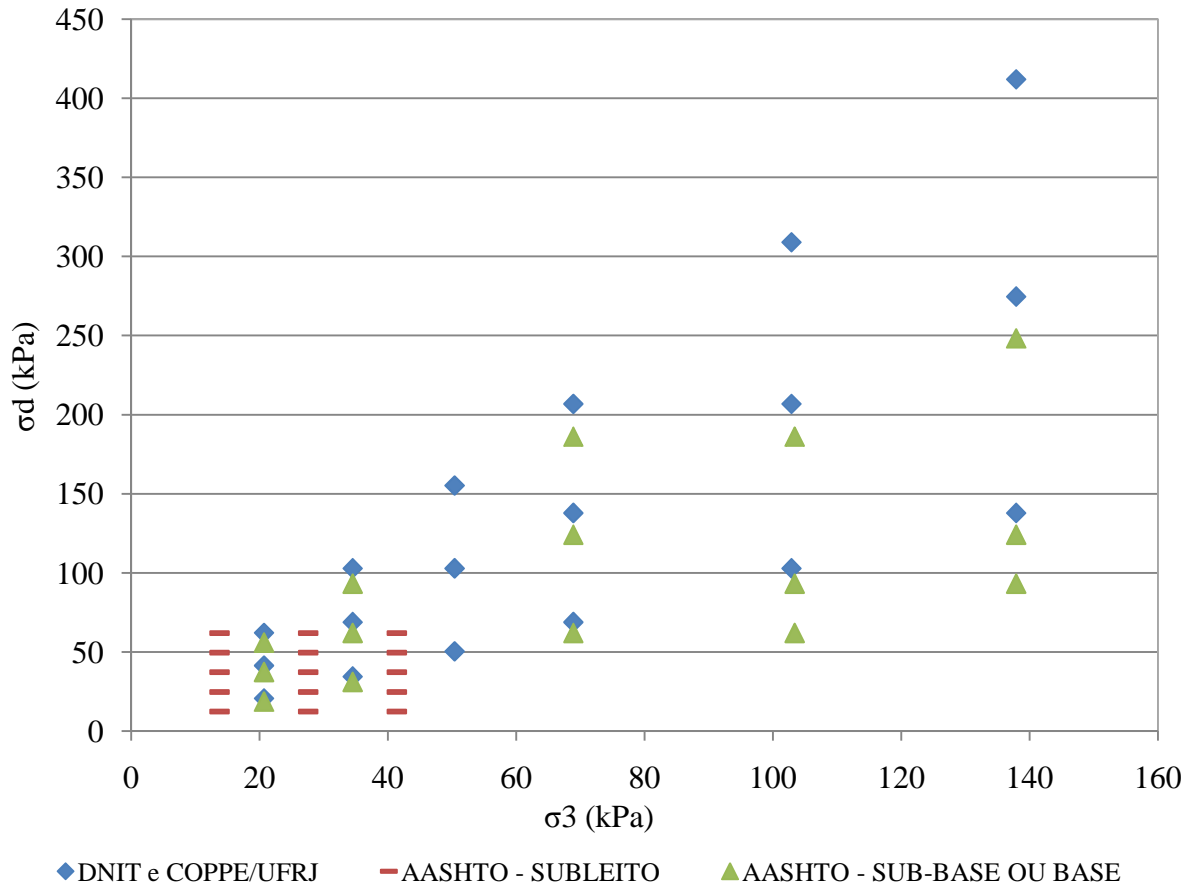
Tabela 4 – Sequência de tensões para base/sub-base segundo AASTHO T 307-99 (2007).

Sequência	Tensão confinante σ_3 (kPa)	Tensão máxima σ_a (kPa)	Tensão de contato σ_c (kPa)	Tensão desvio σ_d (kPa)
0	103,4	103,4	10,3	93,1
1		20,7	2,1	18,6
2	20,7	41,4	4,1	37,3
3		62,1	6,2	55,9
4		34,5	3,5	31,0
5	34,5	68,9	6,9	62,0
6		103,4	10,3	93,1
7		68,9	6,9	62,0
8	68,9	137,9	13,8	124,1
9		206,8	20,7	186,1
10		68,9	6,9	62,0
11	103,4	103,4	10,3	93,1
12		206,8	20,7	186,1
13		103,4	10,3	93,1
14	137,9	137,9	13,8	124,1
15		275,8	27,6	248,2

FONTE: AASTHO T307-99 (2007).

A Figura 3 exibe a sequência de tensões para realização do ensaio de MR utilizando a norma do DNIT-ME 134/2010 e os métodos da COPPE/UFRJ e da AASHTO T 307-99 (2007).

Figura 3 – Sequência de tensões segundo AASTHO T 307-99 (2007), DNIT-ME 134/2010 e COPPE/UFRJ.



FONTE: Própria autora (2013).

Observando a Figura 3, percebe-se que a utilização das normas nacionais torna a realização do ensaio de MR mais severo, quando comparada com a norma da AASTHO T 307-99 (2007). A tensão desvio utilizada pela norma do DNIT-ME 134/2010 ou pelo método da COPPE/UFRJ para ensaiar uma camada de sub-base ou de base de um pavimento flexível é até 66% maior que a adotada pela norma americana. Quando se compara a tensão desvio utilizada para ensaiar o material de subleito, nota-se que as normas nacionais utilizam valores até sete vezes maiores que os adotados pela norma americana.

2.2.4. Fatores que Influenciam no Módulo de Resiliência

Existem muitos fatores que influenciam o comportamento de materiais granulares sob carga repetida. Destacam-se os trabalhos de Lekarp *et al.* (2000) e Cabral *et al.* (2006) que resumem bem esses fatores.

Lekarp *et al.* (2000), baseados na literatura disponível, verificaram que o comportamento resiliente de materiais granulares é afetado por fatores como: nível de tensão; grau de compactação; granulometria; tipo de agregado e forma das partículas; teor de umidade; histórico de tensões e número de aplicações de carga; duração, frequência e sequência da carga aplicada. Pesquisadores parecem concordar que a resposta resiliente é influenciada mais pelo nível de tensões aplicadas e pelo teor de umidade presente no material. No item 2.5 deste capítulo será melhor detalhado o efeito da variação da umidade nas camadas dos pavimentos.

Cabral *et al.* (2006) destacam, ainda, a questão da anisotropia que é a propriedade física dependente da direção medida, ou seja, os materiais podem ter uma estrutura interna em que as partículas são dispostas de tal forma que o número de contatos partícula a partícula em uma direção seja diferente do número de contatos em outra direção. Os autores desse trabalho verificaram a anisotropia em solos do grupo geológico da Formação Barreiras com amostras indeformadas, no seu estado natural, retiradas de blocos extraídos em 3 pontos diferentes da Região Metropolitana de Fortaleza. Com essas amostras foram preparados corpos de prova no sentido vertical e horizontal em relação ao nível do terreno. Analisaram-se os resultados e concluíram que os valores dos módulos resilientes, vertical e horizontal, são significativamente diferentes, caracterizando-se a anisotropia. Constatou-se que o grau de anisotropia “*n*” sempre diminuiu com o aumento das tensões confinante e desvio.

2.3. Índice de Suporte Califórnia (ISC/CBR)

Os projetos rodoviários brasileiros utilizam, normalmente, especificações e métodos de ensaios que são baseados em normas norte-americanas, como por exemplo, as da AASHTO. Tal fato pode ser atribuído ao menor avanço científico, no passado, de países em desenvolvimento, como o Brasil, que faz com que os usuários empreguem tecnologias estrangeiras, sem que haja condições favoráveis para uma adequação metodológica à realidade nacional.

Segundo Medina (1997), as diferenças climáticas entre Brasil e Estados Unidos merecem destaque, quando da importação de métodos empíricos, os quais, em grande parte, levam em consideração às condições climáticas norte-americanas. Dentre os métodos de ensaios, vale citar o CBR que foca em problemas de ruptura plástica sob condições de encharcamento relativas ao fenômeno do degelo da primavera americana. A consideração desse fenômeno pode levar a soluções conservadoras para a realidade específica de cada região.

O ensaio para a determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou CBR foi concebido por Porter, no final de 1920, para avaliar o potencial de ruptura do subleito, uma vez que era o defeito mais frequentemente observado nas rodovias da *Division of Highways* do estado da Califórnia, nos Estados Unidos (BERNUCCI *et al.*, 2007). O ensaio foi concebido para avaliar a resistência do material frente a um carregamento estático.

O CBR é a relação de resistência à penetração de um pistão de 2” entre o solo ensaiado e um corpo de prova padrão de brita graduada considerado como tendo uma resistência CBR de 100%. Todos os materiais são referenciados por um valor em porcentagem, representando o quão melhor ou pior é sua resistência no ensaio por comparação com os materiais granulares de referência. A brita graduada, tomada como referência no ensaio CBR, era o tipo de material utilizado em camadas de pavimentos que apresentava um bom desempenho nos pavimentos do estado da Califórnia na época em que o ensaio foi concebido.

A resistência ou capacidade de suporte do CBR foi correlacionada empiricamente com o desempenho das estruturas levando a um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis. Esse método fixa espessuras mínimas da estrutura dependendo do CBR do subleito, de modo a limitar tensões e protegê-lo da ruptura. Quanto maior for o valor de CBR de um solo, mais nobre é a camada do pavimento na qual o solo poderá ser utilizado (ver Tabela 5).

Tabela 5 – Valores de aceitação para as camadas do pavimento.

Camadas	CBR (%)	Expansão (%)
Base	≥ 80	$\leq 0,5$
Sub-base	≥ 20	≤ 1
Reforço do subleito	maior que o do subleito	≤ 1
Subleito	≥ 2	≤ 2

FONTE: DNIT (2006).

O ensaio de índice de suporte é acompanhado pelo ensaio de expansão, propriedade importante para classificar o potencial de uso do material em obras rodoviárias,

pois solos que apresentam valores significativos de expansão, geralmente, sofrem deformações consideráveis ao serem solicitados e apresentam baixa capacidade de suporte após contato com a água. Por esse motivo, a expansão dos solos tem sido limitada pelas especificações conforme apresentado na Tabela 5. Na pavimentação é desejável utilizar materiais pouco sensíveis à água e que apresentem baixa perda de capacidade de suporte após imersão em água, recomendando-se que nos casos em que a expansão supere o valor máximo aceitável, o solo seja substituído ou estabilizado granulometricamente e/ou quimicamente.

Muitos trabalhos foram realizados utilizando o método CBR, de tal modo que ele tornou-se uma das propriedades mais aceitas na área técnica para se avaliar o comportamento de um solo, seja como subleito, seja como componente das camadas integrantes de um pavimento. Na atualidade, o ensaio vem sendo bastante criticado principalmente pela comunidade acadêmica, em função de suas várias limitações.

Segundo Franco (2007), o dimensionamento de pavimentos pelo método do CBR onde os corpos de prova ficam embebidos por quatro dias tende a superdimensionar pavimentos quanto ao afundamento ou à deformação permanente, uma vez que as camadas do pavimento, quando bem construídas, não atingem a condição saturada, pois a umidade se estabiliza próxima da umidade de compactação.

Para Villibor *et al.* (2009), as estruturas de pavimentos utilizadas em países de clima frio e temperado, se adotadas para vias urbanas em clima tropical, seriam superdimensionadas em função do menor tráfego atuante, das diferentes condições ambientais e do tipo de solo do subleito.

Para Motta (1991), esse superdimensionamento que ocorre para proteger o subleito não corresponde a um aumento de vida de fadiga. Por isso, muitas vezes a ruptura do pavimento ocorre precocemente. Vertamatti (1988) observou que boa parte da malha rodoviária nacional apresentou uma deterioração prematura atribuída à fadiga dos materiais gerada pela solicitação do tráfego. Segundo Souza Junior (2005), uma das maiores vantagens do ensaio de CBR é a simplicidade de aplicação e a cultura do meio técnico em utilizá-lo, já a desvantagem se deve ao empirismo do ensaio e à dispersão nos resultados.

Luz (2003) destaca também que o CBR é obtido a partir do ensaio de corpos de prova imersos previamente em água durante quatro dias, situação esta que não retrata fielmente as condições e nem as variações de umidade no campo. Segundo Bernucci (1995), nas regiões brasileiras raramente os pavimentos alcançam as condições dos corpos de prova imersos por quatro dias.

2.4. Projeto de Pavimentos Flexíveis

2.4.1. Método Empírico do DNIT

O método do DNIT (antigo DNER) utiliza os resultados do ensaio de CBR, sendo estabelecido inicialmente para projetar as rodovias do estado da Califórnia. Durante a 2ª Guerra Mundial foi extrapolado para as cargas de aeronaves mais pesadas e de diferentes configurações de trem de pouso (MEDINA, 1997).

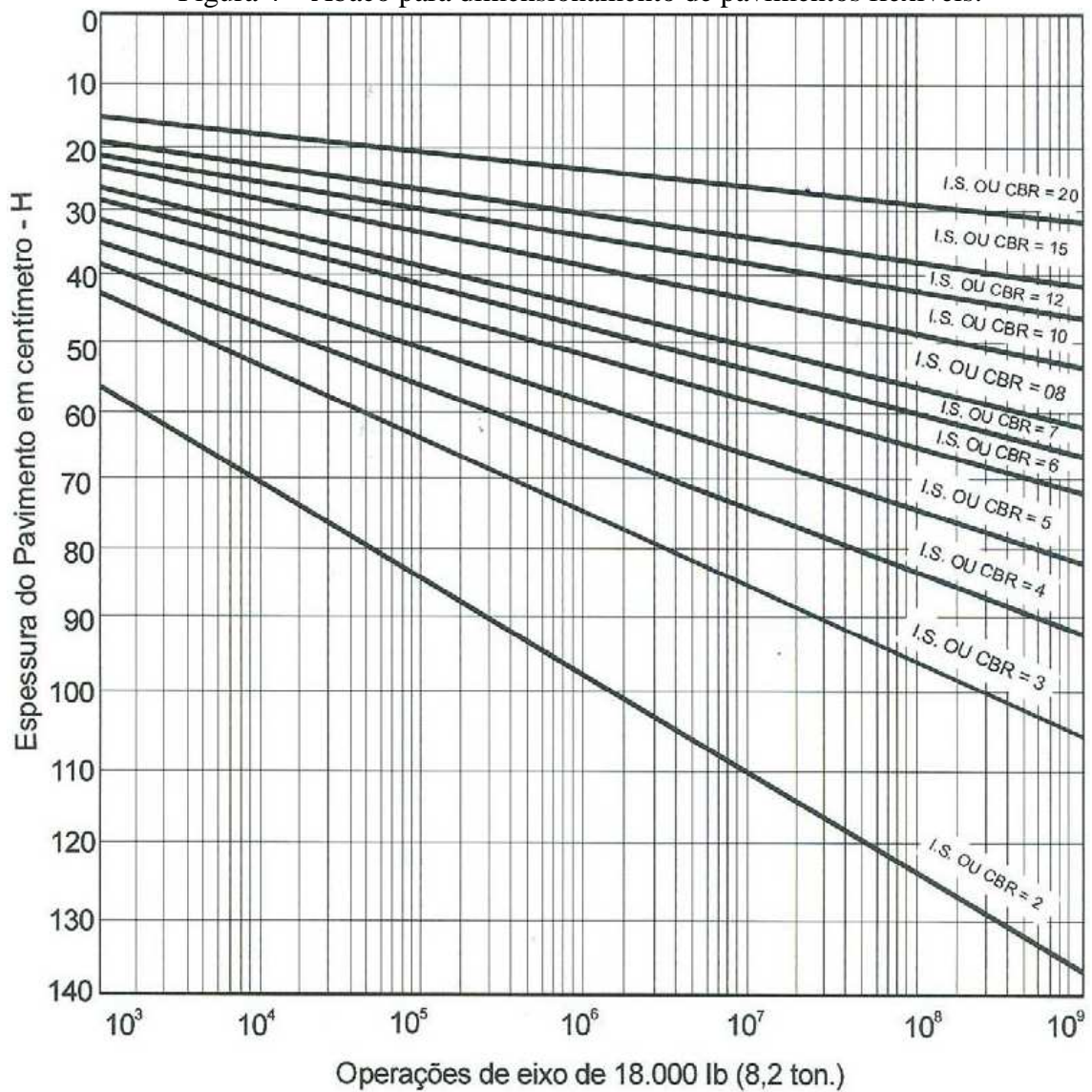
No método citado, conhecido no Brasil como o método do Engenheiro Murilo Lopes de Souza, publicado em 1966, determina-se a espessura total do pavimento capaz de proteger o subleito quanto à ruptura por cisalhamento ou por acúmulo de deformações permanentes ou plásticas. Estas deformações plásticas se refletem em afundamento de trilha de roda na superfície do revestimento.

Devido ao baixo número de veículos associado à baixa carga por eixo que solicitavam as vias no passado, esse método de dimensionamento era utilizado por engenheiros, de maneira prática, por apresentar a vantagem de exigirem ensaios de caracterização simples sem aparelhagem sofisticada. Entretanto, é um método bastante limitado pelas condições de contorno (materiais de construção, clima da região, condições de tráfego, etc.), não permitindo uma generalização adequada para outras regiões e diferentes cargas de tráfego.

Benevides (2000) e Luz (2003) listam uma série de limitações do método de dimensionamento do DNIT, entre elas vale citar: (a) não considera valores de CBR maiores que 20%; (b) não permite o aproveitamento de novos materiais; (c) não possibilita a análise de tensões e deformações e (d) não inclui a fadiga de misturas asfálticas e de bases cimentadas. Essas limitações mostram a necessidade de evolução do método de dimensionamento de pavimento a partir de considerações mais mecanicistas, que se baseia na resposta estrutural e modelos de desempenho.

Conforme Medina e Motta (2005), no Brasil, o dimensionamento de pavimentos asfálticos é realizado predominantemente a partir do Método do DNIT. Esse método determina a espessura das camadas baseado no número N e no valor de CBR do subleito, utilizando-se o ábaco apresentado na Figura 4.

Figura 4 – Ábaco para dimensionamento de pavimentos flexíveis.



FONTE: DNIT (2006).

A espessura do revestimento é estabelecida em função do tráfego (número N), de acordo com as informações apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 – Espessuras mínimas do revestimento.

N	Revestimento
$N \leq 10^6$	Tratamento Superficial
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimento betuminoso com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

FONTE: DNIT (2006).

Após determinar a espessura total do pavimento e fixar a do revestimento, procede-se ao cálculo das espessuras das demais camadas considerando-se os materiais disponíveis para cada uma delas e seus respectivos coeficientes de equivalência estrutural (K_i). Esse coeficiente indica a capacidade de distribuição de tensões que um determinado material possui em relação ao material padrão (pedra britada) de valor $K = 1$. O DNIT (2006) define o coeficiente de equivalência estrutural para diferentes materiais constitutivos do pavimento (ver Tabela 7).

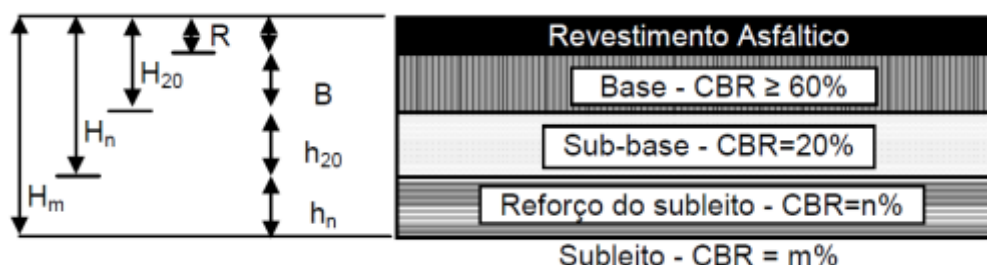
Tabela 7 – Coeficiente de equivalência estrutural.

Componentes do pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,0
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa ou solo-cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 45 kgf/cm ²	1,7
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa ou solo-cimento com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kgf/cm ² e 28 kgf/cm ²	1,4
Base ou revestimento betuminoso por penetração ou solo-cimento com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kgf/cm ² e 21 kgf/cm ²	1,2
Camadas granulares	1,0

FONTE: DNIT (2006).

Vale destacar que os valores de coeficiente de equivalência estrutural estão sujeitos a alterações, de acordo com pesquisas que justifiquem essas mudanças conforme escrito em DNIT (2006). Na presente pesquisa adotaram-se os valores especificados pelo DNIT (2006) e apresentados na Tabela 7. A Figura 5 mostra a simbologia utilizada no dimensionamento empírico de pavimentos flexíveis.

Figura 5 – Simbologia das camadas.



FONTE: DNIT (2006).

Utilizando-se o ábaco apresentado na Figura 4, informa-se, no eixo das abscissas, o tráfego (número N). De posse do número N , levanta-se uma perpendicular até cruzar a curva que indica o resultado do CBR do subleito ($m\%$) do trecho em questão. Em seguida, segue-se

horizontalmente até encontrar o resultado da espessura total do pavimento (H_m) no eixo das ordenadas.

Para determinação da espessura acima do reforço do subleito (H_n), utiliza-se o CBR do reforço a partir do mesmo procedimento explicado no parágrafo anterior. Já para a definição da espessura acima da sub-base (H_{20}), usa-se o CBR como sendo igual a 20%, mesmo que o material indicado para tal camada apresente uma resistência maior. As espessuras do reforço, sub-base e base são designadas por h_n , h_{20} e B , respectivamente, como mostra a Figura 5.

Determinadas as espessuras H_m , H_n e H_{20} pelo ábaco, apresentado na Figura 4, e a espessura do revestimento (R), obtida pela Tabela 6, as espessuras da base (B), sub-base (h_{20}) e reforço do subleito (h_n) são calculadas pela resolução sucessiva das inequações (12), (13) e (14).

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{20} \quad (12)$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S \geq H_n \quad (13)$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S + h_n \cdot K_{Ref} \geq H_m \quad (14)$$

onde:

K_R , K_B , K_S e K_{Ref} - coeficientes estruturais do revestimento, base, sub-base e reforço do subleito, respectivamente.

Pode-se observar que o método do DNIT é essencialmente empírico. Destaca-se que o uso de métodos empíricos no projeto ajudou, no passado, pesquisadores e engenheiros a entender melhor os fatores que influenciam no comportamento dos pavimentos. Porém, com o desenvolvimento constante da tecnologia, há uma tendência cada vez maior de se utilizar os chamados métodos mecanísticos-empíricos nas diversas atividades envolvidas no projeto de pavimentos, como ressalta Benevides (2000).

A expectativa é que a substituição deste método de dimensionamento traga mais racionalidade na tomada da decisão sobre o projeto de um pavimento, bem como economia de recursos financeiros e ambientais, seja através de redução das camadas constituintes ou através da utilização de alguns materiais locais que não podem compor uma camada de pavimento por não se enquadrar em alguma especificação técnica mais convencional.

2.4.2. Método Mecanístico-Empírico

A experiência adquirida pelos diversos órgãos rodoviários no uso de métodos empíricos faz com que os mesmos sejam utilizados até hoje. No entanto, a deterioração prematura dos pavimentos que é atribuída à fadiga dos materiais gerada pela solicitação dinâmica do tráfego tornou necessário o estudo da resiliência dos materiais empregados na pavimentação nacional.

De acordo com Motta (1991), as deformações permanentes são provenientes do somatório das contribuições de todas as camadas, do subleito ao revestimento, e não como se previa antes como sendo somente função do subleito. O pavimento pode apresentar tensões que causem deformações resilientes excessivas gerando o trincamento prematuro. Inicia-se assim um processo de desagregação que pode ser acelerado pela infiltração de água nas trincas, com a saturação das camadas do pavimento. Esse processo é o fenômeno da fadiga dos materiais que se manifesta em revestimentos asfálticos e camadas cimentadas. A fadiga dos materiais não é considerada no método empírico de dimensionamento de pavimentos com revestimento de concreto asfáltico. Motta (1991) também destaca que o fissuramento do revestimento pode não ocorrer se as tensões de tração e as deformações nessa camada forem limitadas.

Os métodos mecanísticos analisam as tensões e deformações através da teoria da elasticidade aplicada aos meios não perfeitamente elásticos, como os solos e as misturas asfálticas, e verificam o dimensionamento das espessuras de qualquer camada do pavimento, utilizando-se programas computacionais. As bases teóricas desses métodos são:

- a) a teoria de Boussinesq (França, 1885) – Meios homogêneos, isotrópicos e linearmente elásticos;
- b) o método de Burmister (Estados Unidos, 1943) – Cálculo de tensões e deslocamentos em sistemas de camadas elásticas;
- c) o método de Odemark (Suécia, 1949) – Método das espessuras equivalentes.

Em um método mecanístico-empírico, os valores de tensão/deformação nos pavimentos são determinados a partir de simulações que têm como dados de entrada propriedades dos materiais obtidas em ensaios de laboratório, sendo os resultados comparados com critérios de dimensionamento pré-definidos. Esses critérios são estabelecidos a partir de

experiências de campo, daí os métodos serem comumente denominados de mecânicos-empíricos.

Para a análise das tensões e deformações em pavimentos a alternativa mais indicada é a utilização de métodos numéricos. Dentre os métodos computacionais existentes, o Método dos Elementos Finitos (MEF) vem sendo cada vez mais utilizado na análise de pavimentos. Assim, o uso do MEF juntamente com métodos mecânicos-empíricos é a tendência atual tanto para o projeto de pavimentos novos, como para reabilitação de pavimentos existentes (HUANG, 2004).

A AASHTO, por meio do programa *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) 1-37A desenvolveu um novo guia de dimensionamento de pavimentos (AASHTO *Design Guide*) que incorpora a análise mecânica ao dimensionamento de pavimentos asfálticos. O dimensionamento mecânico-empírico proposto pela AASHTO (NCHRP, 2004) requer uma interação manual do projetista, ou seja, após a seleção de uma estrutura tentativa, o método da AASHTO permite analisar detalhadamente se o dimensionamento está satisfazendo aos critérios de desempenho estabelecidos inicialmente. Caso a escolha não satisfaça aos critérios de desempenho, uma nova tentativa é realizada pelo projetista até que os requisitos sejam satisfeitos.

De acordo com Franco (2007), as tensões e deformações críticas obtidas na análise são relacionadas com o desempenho observado dos pavimentos por meio de modelos de desempenho obtidos com ensaios de laboratório e calibrados empiricamente. Como nos demais métodos, a deformação de compressão no nível do subleito é relacionada com o número de repetições que causam a ruptura por deformação permanente. Por outro lado, a tensão de tração na base da camada asfáltica é relacionada com o número de repetições para o trincamento por fadiga.

Esses critérios estabelecem para o projeto de estruturas de pavimentos flexíveis a expectativa do desempenho a ser oferecido, em termos de vida de fadiga e da ocorrência de deformações permanentes excessivas. Assume-se que esses fatores estão relacionados às respostas mecânicas que ocorrem em pontos críticos da estrutura submetidos à repetição das cargas do tráfego:

- a) deslocamento vertical da superfície (para fadiga);
- b) tensões/deformações de tração na face inferior do revestimento (para fissuração por fadiga); e
- c) tensões/deformações verticais de compressão no topo do subleito (para deformação permanente).

Preussler (1983) propôs, com base nas observações e no acompanhamento de trechos, expressões para estimar a deflexão máxima admissível na superfície da estrutura do pavimento ocasionada por um carregamento conhecido. A Equação (15) representa a deflexão para espessuras de revestimento maiores ou iguais a 10 cm. Para espessuras de revestimento menores que 10 cm, Preussler (1983) recomenda que seja adotada a Equação (16).

$$\log(D) = 3,479 - 0,289 \cdot \log N \quad (15)$$

$$\log(D) = 3,148 - 0,188 \cdot \log N \quad (16)$$

onde:

D - deflexão máxima total admissível, em 0,01 mm; e

N - número de aplicações de carga do eixo padrão.

A Equação (15) apresentou $R^2 = 0,82$, enquanto que a Equação (16) apresentou $R^2 = 0,92$. Os coeficientes de determinação (R^2), obtidos na tese de Preussler (1983), mostram que as deflexões máximas totais admissíveis estão mais bem representadas para os revestimentos menores que 10 cm. O autor citou que os ensaios de fadiga foram realizados à tração indireta sob tensão controlada com níveis de carregamento de 10, 20, 30 e 40% para dois tipos de concretos asfálticos, 50/60 e 85/100, projetados segundo o método Marshall, nas três faixas granulométricas preconizadas pelo DNER, ensaiados às temperaturas de 10, 25, 40 e 60°C.

Pinto (1991) desenvolveu um modelo que fornece o número de aplicações de carga necessário para a ruptura do corpo de prova no ensaio de fadiga à tensão controlada, dado pela Equação (17).

$$N = 1,21 \cdot 10^{-8} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_i}\right)^{2,66} \quad (17)$$

onde:

N - número de repetições de carga necessárias à ruptura completa da amostra; e

ε_i - deformação resiliente inicial.

No trabalho de Pinto (1991), o autor sugeriu uma previsão de vida de fadiga baseada em uma análise de 82 pontos de ensaios de fadiga à tensão controlada de seis misturas asfálticas, a 25°C. O método de ensaio utilizado foi o de compressão diametral, com aplicação de 60 pulsos de carga por minuto e 0,14 segundo de duração da aplicação da carga repetida. A Equação (17) representou bem os 82 pontos estudados com $R^2 = 0,96$.

Pinto (1991) determinou o módulo nas primeiras aplicações do carregamento, para cada nível de tensão, expressando, então, a vida de fadiga em função da deformação resiliente inicial (ε_i) a que o material estava submetido. A partir da relação entre a tensão induzida (σ_i) e o módulo de resiliência médio, considerando como representativo da mistura, as deformações específicas resilientes iniciais foram calculadas para todas as misturas estudadas e relacionadas com a vida de fadiga.

Observe-se, ainda, que Pinto (1991) trabalhou com os ensaios de flexão alternada, que são vigas biapoizadas com carregamento central simétrico em dois pontos, o que dá origem a um estado de flexão pura entre as duas cargas. As deflexões foram medidas no centro da viga. O ensaio foi realizado à tensão controlada, em que foi computado o número de repetições da tensão de tração imposta que levou a vigota à ruptura completa. Antes de iniciar o ensaio de fadiga, a vigota era submetida a um condicionamento prévio de cerca de 100 aplicações de uma carga inferior a carga principal do ensaio, com a finalidade de observar o seu ajuste à prensa de ensaio. Os testes foram realizados no interior de uma câmara de temperatura controlada de $25^\circ \text{C} \pm 0,5^\circ \text{C}$. Os ensaios foram realizados a uma frequência de carga de 60 ciclos por minuto, para 0,14 segundo de duração. A mistura utilizada foi o CAP-50/60. O modelo de fadiga obtido é representado pela Equação (18) com $R^2 = 0,88$.

$$N = 6,14 \cdot 10^8 \cdot \left(\frac{1}{\sigma_t}\right)^{5,34} \quad (18)$$

onde:

N - número de repetições da tensão de tração imposta que leva a vigota à ruptura completa; e

σ_t - tensão de tração inicial, kgf/cm².

Os critérios de desempenho apresentados por Pinto (1991) podem ser utilizados para avaliar a deformação de tração admissível na fibra inferior do revestimento asfáltico em função de um carregamento conhecido. Para aplicação em projeto é necessário considerar o fator campo-laboratório. Pinto (1991) indica para esse fator, após observações em rodovias

federais por seis anos, valores de 10^4 para ensaios à tensão controlada e 10^5 para ensaios à deformação controlada.

De acordo com Carpenter *et al.* (2003), o limite de ruptura no concreto asfáltico deve ser o correspondente àquele quando a mistura começa a apresentar as primeiras microtrincas. Os mesmos autores observaram que para níveis de deformação de tração inferiores a 70×10^{-6} , a vida de fadiga de um concreto asfáltico não é afetada e, portanto, a mistura resiste ao trincamento por fadiga durante o período de projeto.

Motta (1991) cita o trabalho de Verstraeten (1989) que adota uma deformação permanente máxima de 16 como padrão na Bélgica. Já Köstenberger (1989) *apud* Motta (1991) apresenta o modelo que estima na Áustria a tensão vertical admissível no topo do subleito, apresentado na Equação (19).

$$\sigma_{vm\acute{a}x} = \frac{0,006 \cdot M_R}{1 + 0,7 \cdot \log N} \quad (19)$$

onde:

$\sigma_{vm\acute{a}x}$ - tensão vertical admissível no topo do subleito, em kgf/cm²;

M_R - módulo de resiliência do subleito, em kgf/cm²; e

N - o número de aplicações de carga do eixo padrão.

Na presente dissertação, os critérios de desempenho, mostrados nas Equações (15), (16), (18) e (19), serão utilizados no dimensionamento mecanístico-empírico e os resultados das análises serão comparados com os critérios de desempenho apresentados.

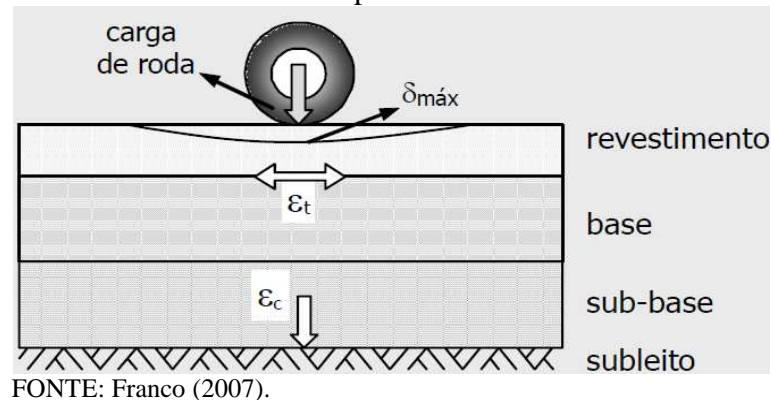
Muitos outros critérios de desempenho podem ser encontrados na literatura. No entanto, não se teve a pretensão de fazer, aqui, um levantamento completo sobre o assunto.

Franco (2007) implementou o modelo representado pela Equação (19) para previsão do comportamento da estrutura do pavimento quanto à tensão vertical admissível no topo do subleito usando o programa SisPav (Sistema para Análise e Dimensionamento Mecanístico-Empírico de Pavimentos Flexíveis) elaborado na COPPE/UFRJ.

No dimensionamento mecanístico-empírico, a tendência é que os pavimentos sejam considerados como um sistema de várias camadas elásticas, dimensionando a estrutura de modo que a repetição de esforços não cause, em curto prazo, a ruptura por fadiga dos materiais. Cada camada é constituída de um material diferente, responsável em desempenhar uma função particular. Materiais com maior resistência são convencionalmente situados

próximos à superfície, distribuindo os esforços determinados pelo tráfego de maneira uniforme e diminuindo as tensões e deflexões no subleito, como mostra a Figura 6.

Figura 6 – Esquema representativo das tensões, deformações e deslocamentos em pontos críticos de um pavimento asfáltico.



2.4.2.1. Programa Computacional CAP3D

O Método dos Elementos Finitos (MEF) (COOK *et al.*, 2002 e ZIENKIEWICZ *et al.*, 2005) é bastante difundido na Engenharia Civil como ferramenta de análise de diversos problemas, dentre os quais o cálculo de deslocamentos e tensões em pavimentos flexíveis, formados por múltiplas camadas.

De acordo com Kakuda (2010), o procedimento básico do método consiste em: (a) dividir o meio contínuo, através de elementos finitos, (b) formular as propriedades de cada elemento, (c) reunir as equações dos elementos para se obter o modelo discretizado da estrutura, (d) aplicar os carregamentos conhecidos, especificando como o modelo é vinculado, (e) resolver o sistema de equações algébricas resultantes e (f) calcular todos os deslocamentos desconhecidos, bem como os valores de tensão e deformação desejados.

Diante do crescente uso do MEF com métodos mecanísticos-empíricos na área de pavimentação, o desenvolvimento do programa computacional CAP3D (*Computational Analysis of Pavements – 3D*), para análise de pavimentos, foi iniciado por Holanda *et al.* (2006). O CAP3D é um programa para análise numérica baseado no MEF e está sendo desenvolvido utilizando a técnica de Programação Orientada a Objetos (POO) que permite o sistema ser expandido com maior facilidade.

A utilização de programas para cálculos de tensões, deformações e deslocamentos gera economia de tempo e mais versatilidade, podendo-se considerar mais facilmente a elasticidade não linear, o que é muito importante para determinados solos e materiais

granulares que apresentam comportamento não linear. No seu estágio atual, o CAP3D possui a capacidade de tratar modelos planos, axissimétricos e tridimensionais, utilizando elementos de diferentes formas (triângulos, quadriláteros, tetraedros e hexaedros) e ordens de interpolação (linear e quadrática). O sistema é capaz também de considerar diferentes modelos constitutivos, realizar análises lineares e não lineares, estáticas ou dinâmicas, através de diferentes algoritmos. Desta forma, o CAP3D destaca-se como uma importante ferramenta, tendo em vista a necessidade de representar adequadamente o pavimento.

Sabe-se que antes da realização da etapa de análise em um programa qualquer de elementos finitos, é necessário criar um modelo geométrico para a estrutura (etapa de pré-processamento). No caso do CAP3D, o modelo geométrico do pavimento é gerado no programa PMG (*Pavement Mesh Generator*), sendo este um gerador de malhas axissimétricas de pavimentos asfálticos, também desenvolvido no LMP (Laboratório de Mecânica de Pavimentos) da UFC (CAVALCANTE *et al.*, 2008). A partir dos dados fornecidos nesta etapa é possível gerar a malha e realizar em seguida a análise utilizando o CAP3D.

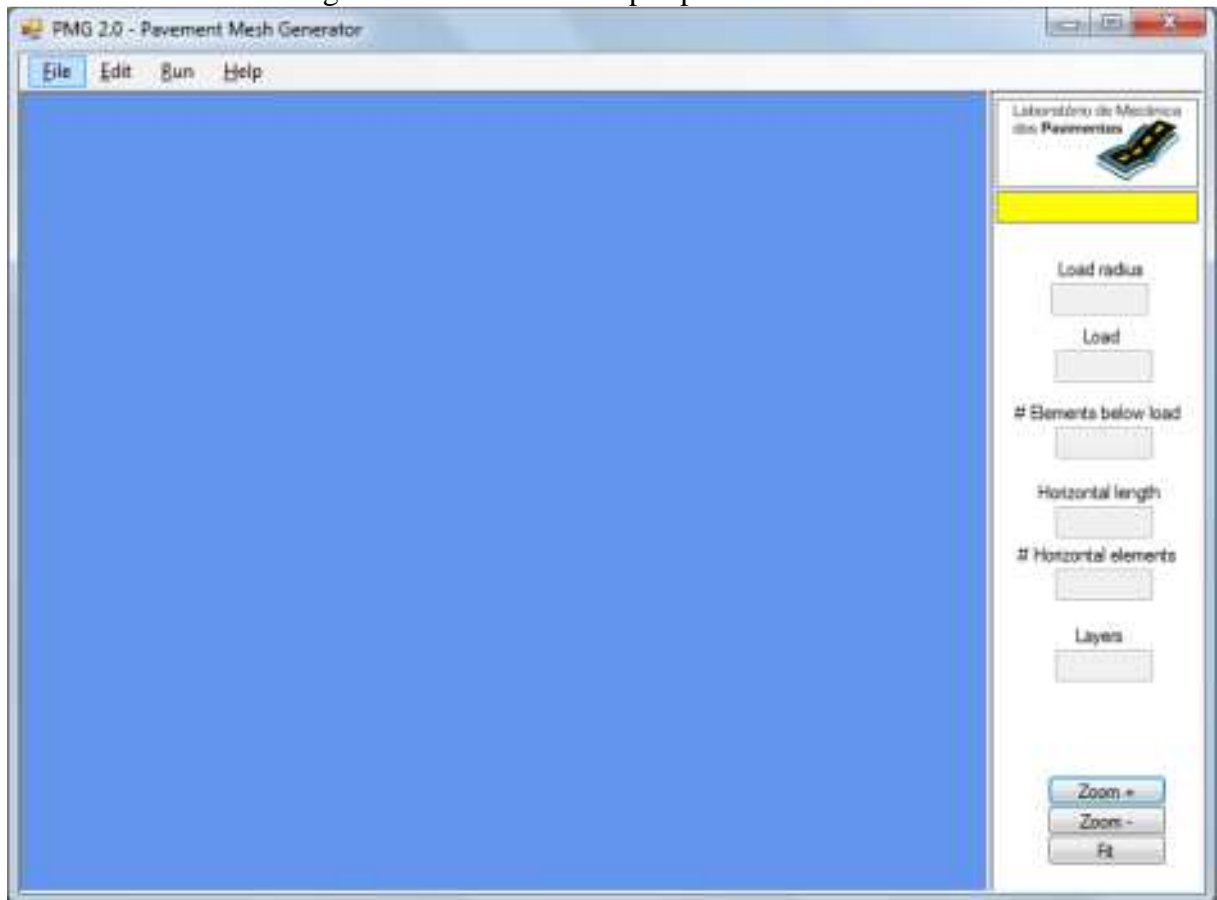
Os dados necessários para gerar o modelo geométrico do pavimento utilizando o PMG incluem características das camadas do pavimento (espessura e material) e o carregamento aplicado. Uma vez concluído o modelo geométrico, o usuário pode gerar uma malha de elementos finitos quadrilaterais ou uma malha mista, mesclando elementos finitos com elementos infinitos (COUTINHO *et al.*, 2009 e SILVA *et al.*, 2012). Uma das vantagens do uso de elementos infinitos é simular de forma mais realista o subleito da região, diminuindo o custo computacional da análise.

Para permitir a visualização dos resultados obtidos pelo CAP3D é necessário utilizar o pós-processador NIPos desenvolvido por Pitangueira e Parente Júnior em 1997. Esse pós-processador foi desenvolvido de forma a facilitar a visualização de resultados de análises não lineares.

A instalação do programa Computacional CAP3D e dos demais sistemas, como o PMG 2.0, NIPos e NFREORDER deve ser executada apenas copiando os arquivos executáveis PMG.exe, NFREORDER.exe, CAP3D.exe e nlpos.exe para o computador. Depois de copiado, o programa estará pronto para utilização.

Como já foi mencionado anteriormente, para realização das análises no CAP3D é necessário criar um modelo geométrico para a estrutura a partir do PMG 2.0, onde os dados podem ser inseridos, alterados ou removidos de forma simples e prática. Além disso, a maioria das funções que o programa realiza pode ser acessada pelo controle do mouse ou por meio de teclas de atalho. A Figura 7 exibe a tela inicial do PMG 2.0.

Figura 7 – Tela inicial do pré-processador PMG.



FONTE: Própria autora (2013).

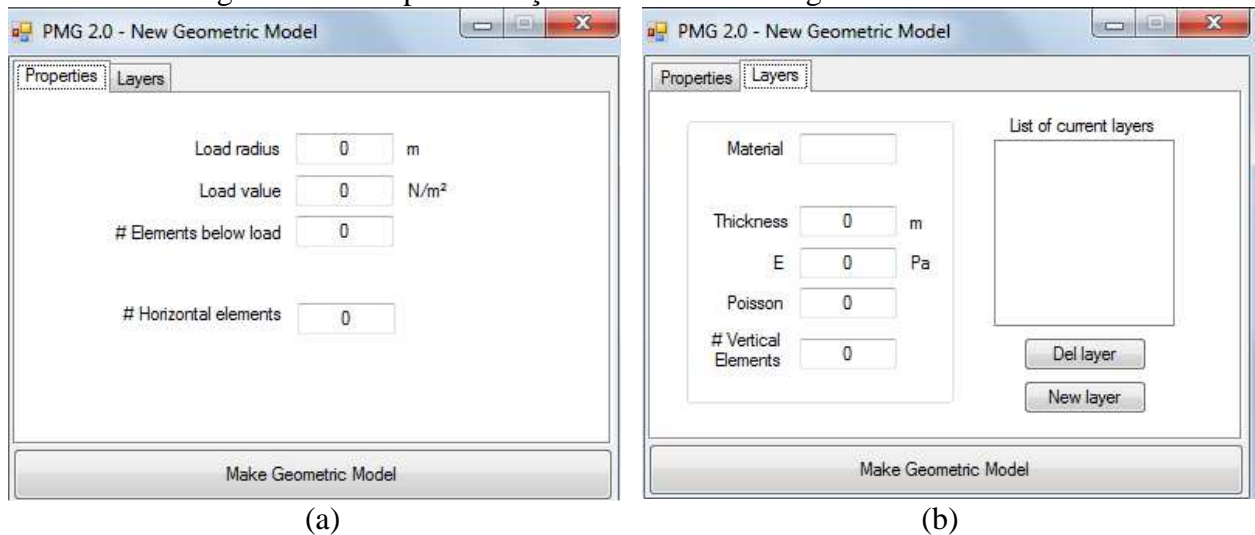
O Menu principal do programa possui as opções *File*; *Edit*; *Run* e *Help*, conforme apresentado na Figura 7.

O Menu *File* disponibiliza as funções para manipular os arquivos de dados do programa. Suas opções são:

- *New* – tecla de atalho [Ctrl+N]: cria um projeto novo com os dados iniciais previamente inseridos no programa;
- *Open* – tecla de atalho [Ctrl+O]: abre um arquivo de projeto (extensão .pav) salvo no disco;
- *Save* – tecla de atalho [Ctrl+S]: salva os dados do projeto em um arquivo no disco com extensão .pav;
- *Save As* – tecla de atalho [Ctrl+A]: salva os dados do projeto em um arquivo no disco, mas com outro nome;
- *Close* – tecla de atalho [ESC]: fecha a criação de um modelo geométrico para a estrutura; e
- *Exit*: finaliza o programa.

Selecionando a opção *File* e em seguida *New* aparecerá uma tela contendo duas novas abas: *Properties* e *Layers*, exibidas na Figura 8.

Figura 8 – Abas para inserção dos dados das cargas e dos materiais.



FONTE: Própria autora (2013).

Na aba *Properties* são inseridos os dados referentes às cargas no modelo geométrico. Conforme detalhe apresentado na Figura 8a, as seções são:

- *Load radius*: deve-se especificar o raio de aplicação da carga em metros (m);
- *Load value*: deve-se especificar o valor da carga em N/m^2 ;
- *# Elements below load*: especifica-se o número de elementos em contato com a carga;
- *# Horizontal elements*: insere-se a quantidade de elementos que existirão na horizontal.

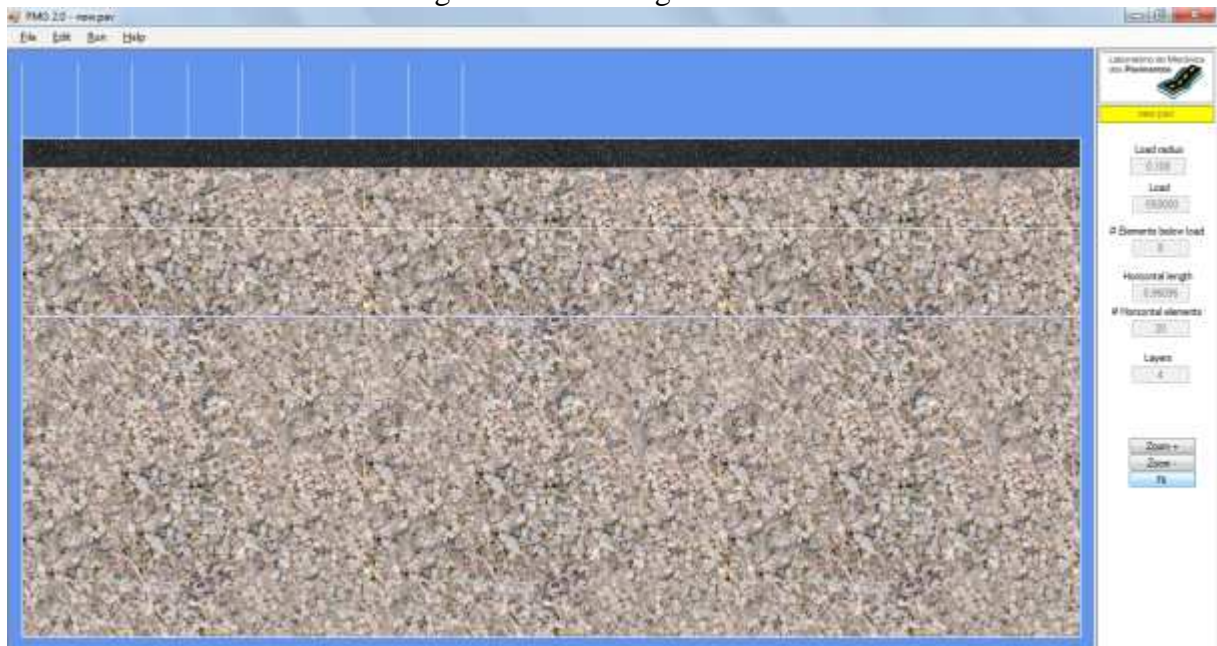
Na aba *Layers* são definidas as propriedades de cada uma das camadas do pavimento e do subleito, como: o tipo de material, espessura, módulo e o coeficiente de *Poisson*. Antes de definir essas propriedades é necessário usar o botão *New layer*. Conforme detalhe apresentado na Figura 8b, as seções são:

- *Material*: insere-se o nome do material, recomenda-se nomear conforme a posição do material no pavimento para facilitar a identificação, por exemplo: revestimento, base, sub-base e subleito entre outros;
- *Thickness*: devem-se especificar as espessuras das camadas e do subleito (a espessura do subleito só é usada para análise de Elementos Finitos);

- *E*: especifica-se o módulo de resiliência de cada camada do pavimento e do subleito;
- *Poisson*: insere-se o coeficiente de *Poisson* de cada camada do pavimento e do subleito;
- *# Vertical elements*: insere-se a quantidade de elementos que existirão na vertical para cada camada.

Depois de inseridas essas informações é possível gerar o modelo geométrico do pavimento clicando em *Make Geometric Model* (Figura 8b). A Figura 9 exemplifica esse resultado.

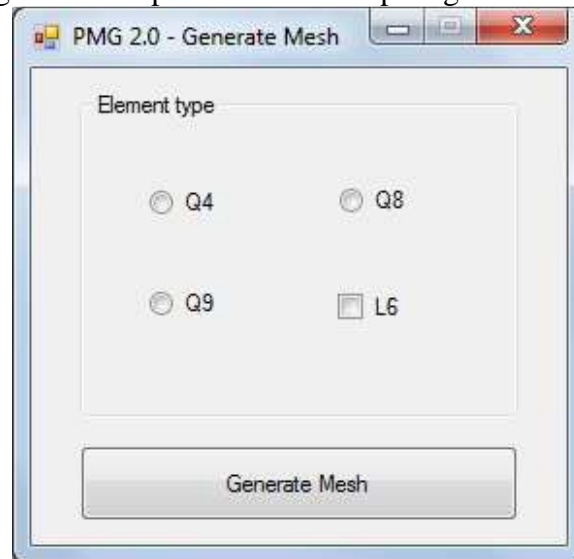
Figura 9 – Modelo geométrico.



FONTE: Própria autora (2013).

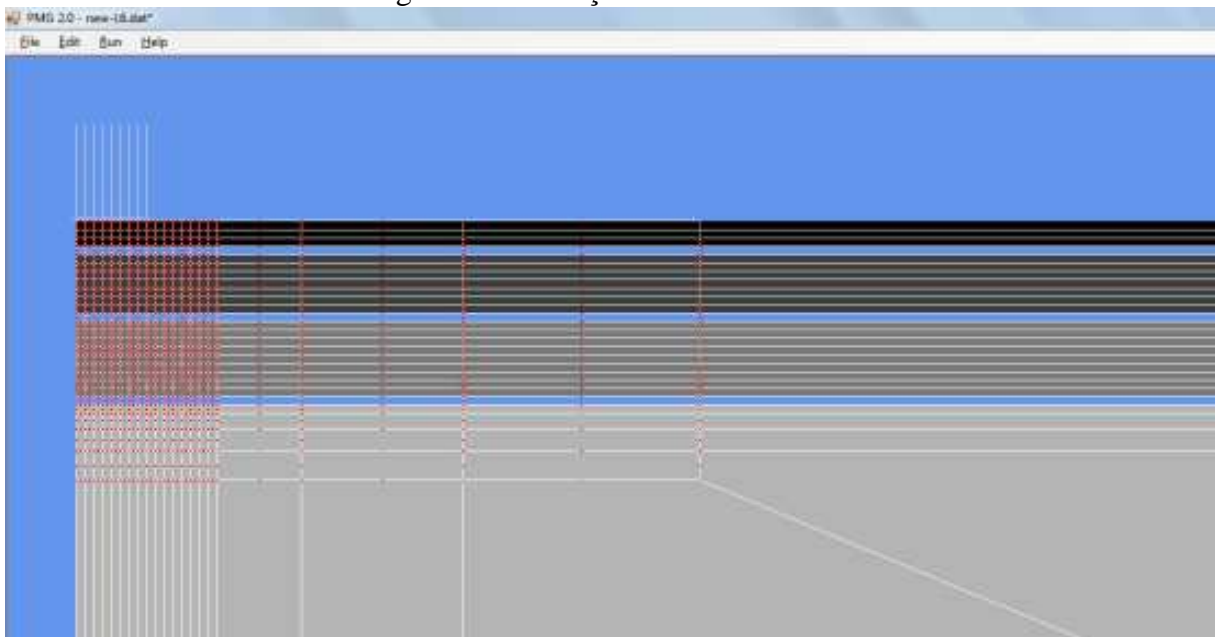
No Menu *Edit* e em seguida escolhendo *Properties* é possível editar as propriedades inseridas anteriormente. Selecionando o Menu *Edit* e em seguida *Mesh* escolhe-se o tipo de elemento para geração da malha, como mostra a Figura 10. O usuário pode gerar uma malha de elementos finitos quadrilaterais com quatro (Q4), oito (Q8) ou nove nós (Q9) ou, ainda, uma malha mista, mesclando elementos finitos com elementos infinitos (Q8 e L6, simultaneamente). A Figura 11 exemplifica um pavimento mesclando elementos finitos (no revestimento, base e sub-base) com elementos infinitos (no subleito).

Figura 10 – Tipos de elementos para gerar a malha.



FONTE: Própria autora (2013).

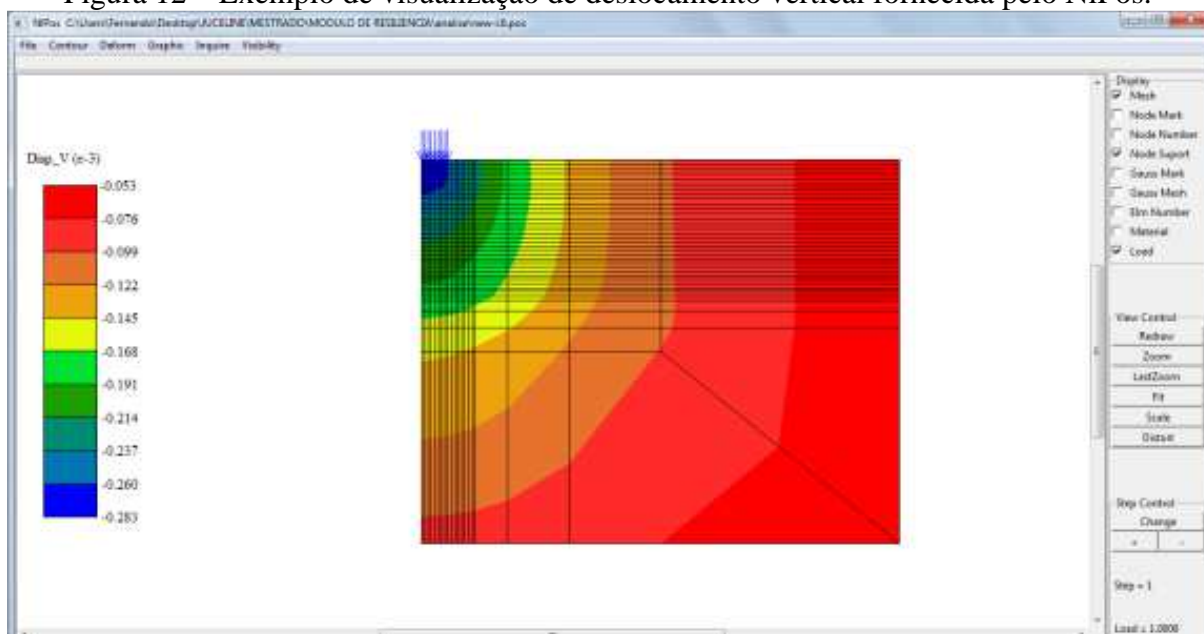
Figura 11 – Geração da malha mista.



FONTE: Própria autora (2013).

No Menu *Run*, selecionando *NFReorder* ou ainda através do atalho [F2] é possível fazer o reordenamento dos nós que é realizado para diminuir o esforço computacional na etapa de análise. Ainda no Menu *Run* aparece a opção *CAP3D*, que pode ser chamada logo após a geração da malha para realização da análise no *CAP3D*, cuja tecla de atalho é [F3]. Finalizada a análise, no Menu *Run* aciona-se o pós-processador *NIPos*, que pode ser chamado também, através da tecla de atalho [F4] para visualização dos resultados, como exemplifica a Figura 12.

Figura 12 – Exemplo de visualização de deslocamento vertical fornecida pelo NIPos.



FONTE: Própria autora (2013).

De posse dos resultados da análise da estrutura do pavimento é necessário comparar com os resultados dos critérios de desempenho calculados externamente e estabelecidos inicialmente. Caso a escolha não satisfaça esses critérios, altera-se a estrutura e uma nova tentativa deve ser realizada pelo projetista até que os requisitos sejam satisfeitos.

2.4.2.2. *Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (MEPDG)*

O desenvolvimento do *Mechanistic Empirical Pavement Design Guide*, da AASHTO, conhecido como MEPDG, foi conduzido pela *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) com o patrocínio da AASHTO. O MEPDG e seu respectivo programa permitem a análise e a previsão do desempenho de diferentes tipos de pavimentos flexíveis e rígidos (MINNESOTA, 2009). Nesse trabalho, os autores citam que o MEPDG utiliza modelos mecanístico-empíricos para analisar dados de tráfego, clima, materiais e a estrutura proposta. Os modelos estimam a acumulação de danos na vida de serviço. O conceito de desempenho de pavimentos está relacionado aos desempenhos estrutural e funcional. Previsões de desempenho são feitas a partir de tensões e qualidade de rolamento.

Segundo a NCHRP (2004), os dados de entrada para o projeto de pavimentos flexíveis são caracterizados como: (a) informações gerais (período de projeto e tipo de pavimento), (b) identificação do local e projeto, (c) parâmetros de análise, (d) tráfego, (e) clima, (f) drenagem e propriedades dos materiais e (g) estrutura do pavimento.

A interação dos fatores climáticos com os materiais do pavimento e carregamentos é bastante complexa. Fatores como precipitações e temperatura afetam diretamente a capacidade de resistência das camadas ao carregamento e alteram, por fim, o desempenho do pavimento (NCHRP, 2004).

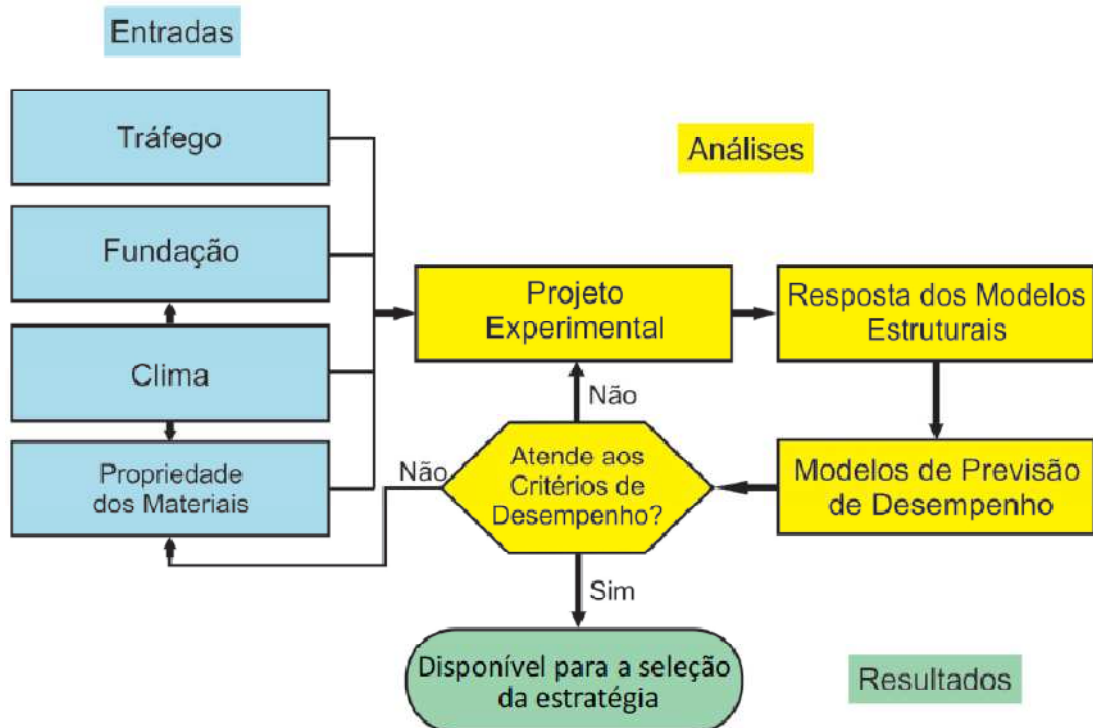
Sabe-se que as condições do ambiente têm um efeito significativo no desempenho de pavimentos flexíveis. Por isso o MEPDG possui um banco de dados com estações climáticas de mais de 800 localidades dos Estados Unidos (MINNESOTA, 2009). Nesse trabalho, os autores afirmam que todas as informações climáticas necessárias, de qualquer localidade dentro dos Estados Unidos, podem ser geradas simplesmente entrando com os seguintes dados: localização do pavimento (latitude e longitude) e elevação, onde é possível conhecer temperatura horária do ar, precipitação horária, velocidade horária do vento, porcentagem horária de luz solar e valores horários de umidade relativa do ambiente.

No MEPDG, um processo iterativo é usado no qual a previsão de desempenho da estrutura de pavimento selecionada é comparada com os critérios de desempenho, como mostrado na Figura 13. A estrutura e/ou a seleção de material são ajustados até um dimensionamento satisfatório. Uma descrição passo a passo é apresentada por Schwartz e Carvalho (2007), como se segue:

- definição do projeto experimental para um subleito específico de um local, propriedades do material, carregamento de tráfego e condições ambientais;
- definição de critérios de concepção para um desempenho aceitável do pavimento no final do período de projeto;
- seleção do nível de confiança para cada um dos problemas considerado no projeto;
- cálculo do carregamento de tráfego mensal e as condições climáticas sazonais (gradientes de temperatura em camadas de concreto asfáltico, teor de umidade em camadas granulares e subleitos não tratados quimicamente);
- modificação das propriedades dos materiais em resposta às condições ambientais;
- cálculo das respostas estruturais (tensões, deformações e deflexões) usando a teoria elástica de multicamadas ou elementos finitos (baseado nos modelos de resposta de pavimentos), para cada tipo de eixo e de carga e para cada intervalo de tempo durante todo o período do projeto;

- cálculo dos danos acumulados no final de cada período de análise para todo o período de projeto;
- cálculo da previsão de desempenho, no final de cada período de análise durante o período de projeto;
- avaliação do desempenho previsto no projeto experimental considerando o nível de confiabilidade especificada. Se o projeto experimental não atender aos critérios de desempenho, o dimensionamento (espessuras e/ou seleção do material) será modificado e os cálculos serão repetidos até que o dimensionamento se torne aceitável.

Figura 13 – Fluxograma do dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos flexíveis.



FONTE: adaptado de Schwartz e Carvalho (2007).

O MEPDG é implementado em um programa no qual todos os passos, mostrados na Figura 13, são realizados automaticamente, com exceção da estrutura do pavimento e seleção de materiais. Segundo Schwartz e Carvalho (2007), o MEPDG tem uma abordagem hierárquica para os dados de entrada no dimensionamento, definido pela qualidade dos dados disponíveis e da importância do projeto. A hierarquização pode ser feita em três níveis:

- Nível 1 – possui o maior nível de precisão, requer propriedades dos materiais laboratoriais e de campo, como por exemplo, o módulo dinâmico, curva mestra para concreto asfáltico, módulos de resiliência não lineares para

materiais não tratados quimicamente. São necessários também dados de tráfego específicos (por exemplo, classe de veículos e distribuição de carga);

- Nível 2 – é um nível intermediário. Seu uso é justificado quando não há disponibilidade de equipamentos e recursos que seriam necessários no nível 1. Os dados são obtidos por meio de correlações empíricas com outros parâmetros (por exemplo, módulo de resiliência estimados a partir de valores de CBR);
- Nível 3 – possui o menor nível de precisão. São selecionados dados a partir de um banco de dados de valores padrão, nacionais ou regionais, de acordo com o tipo de material ou tipo da rodovia (por exemplo, a classificação dos solos para determinar a faixa de módulo de resiliência, tipo de rodovia para determinar a distribuição da classe de veículo).

De acordo com o relatório NCHRP 1-37A (2004), o nível 1 é recomendado para rodovias com alto volume de tráfego onde a falha prematura é economicamente indesejável. O nível 2 pode ser usado para projetos intermediários, enquanto o nível 3 é recomendado para projetos menores, geralmente estradas de baixo volume de tráfego. Além disso, o nível 3 pode ser apropriado para programas de gestão de pavimentos implementados em órgãos estaduais.

2.4.2.3. *Outros Programas Computacionais*

O programa computacional FEPAVE (*Finite Element Analysis of Pavement Structures 2*) foi desenvolvido na Universidade de Berkeley, Califórnia, Estados Unidos em 1965 por E. L. Wilson e modificado em 1966 por Duncan, Monismith e Wilson, para gerar automaticamente configurações de elementos finitos adequadas para análise das estruturas axissimétricas de pavimentos flexíveis e para adaptar tipos de módulos dependentes das tensões através da análise não linear física (SILVA, 1995).

De acordo com Franco (2007), por muitos anos esse programa tem sido utilizado, na COPPE (Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia), para calcular as tensões e deslocamentos nas estruturas dos pavimentos pelo Método dos Elementos Finitos, considerando a elasticidade não linear. Segundo Franco (2007), o programa encontra-se atualmente desatualizado nos aspectos referentes: (i) à limitação de manipular número elevado de elementos na malha de Elementos Finitos; (ii) à forma simples do elemento quadrilátero considerado nos cálculos; (iii) não permite análises em três

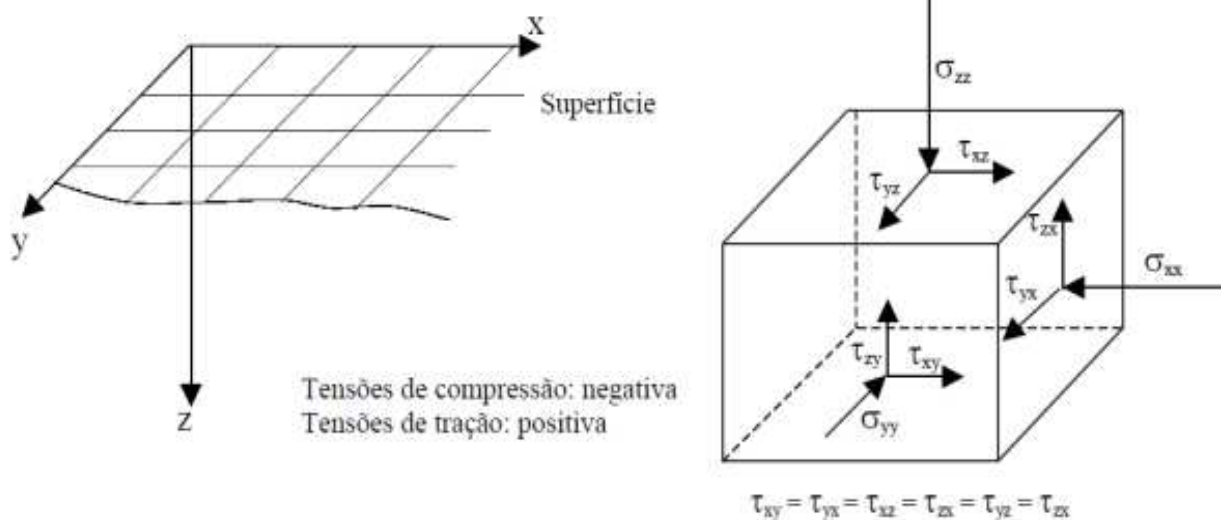
dimensões. O programa FEPAVE possui também o inconveniente da dificuldade de utilização pela forma não muito amigável de iteração com o usuário do programa, mesmo com as rotinas de entrada de dados desenvolvidas por Silva (1995).

Outro programa de uso na pavimentação é o ELSYM5 (*Elastic Layered System Model 5*). O Programa ELSYM5 foi desenvolvido no Instituto de Transportes e Engenharia de Tráfego da Universidade da Califórnia (Berkeley). Ele é um programa baseado no Método das Diferenças Finitas e utiliza a solução de Burmister aplicada a cinco camadas elásticas. A desvantagem da teoria de Burmister (1943) é que cada camada é considerada elástica linear, dificultando a análise de camadas compostas de materiais de comportamento não linear.

No ELSYM5, as camadas são consideradas homogêneas, isotrópicas e horizontalmente infinitas. O subleito pode ser considerado como uma camada semi-infinita, pois o programa pode analisar o sistema de camadas assente sobre uma base rígida de espessura finita ou assente sobre um semi-espaço elástico (SILVA, 2001).

Os dados de entrada do programa ELSYM5 são: carga, pressão dos pneus, número de cargas (até 10 cargas), abscissa (x) e ordenada (y) de cada carga, número de camadas (até 5 camadas), espessura, coeficiente de *Poisson* e módulo de elasticidade de cada camada, posição na superfície (coordenadas x e y) dos pontos que se deseja analisar e a posição desses pontos em profundidade (coordenada z). Os dados de saída, calculados para cada ponto, são: tensões normais, cisalhantes e principais; deslocamentos e deformações normais, cisalhantes e principais. A Figura 14 mostra o sistema de coordenadas utilizado pelo programa ELSYM5.

Figura 14 – Sistema de coordenadas utilizado pelo programa ELSYM5.

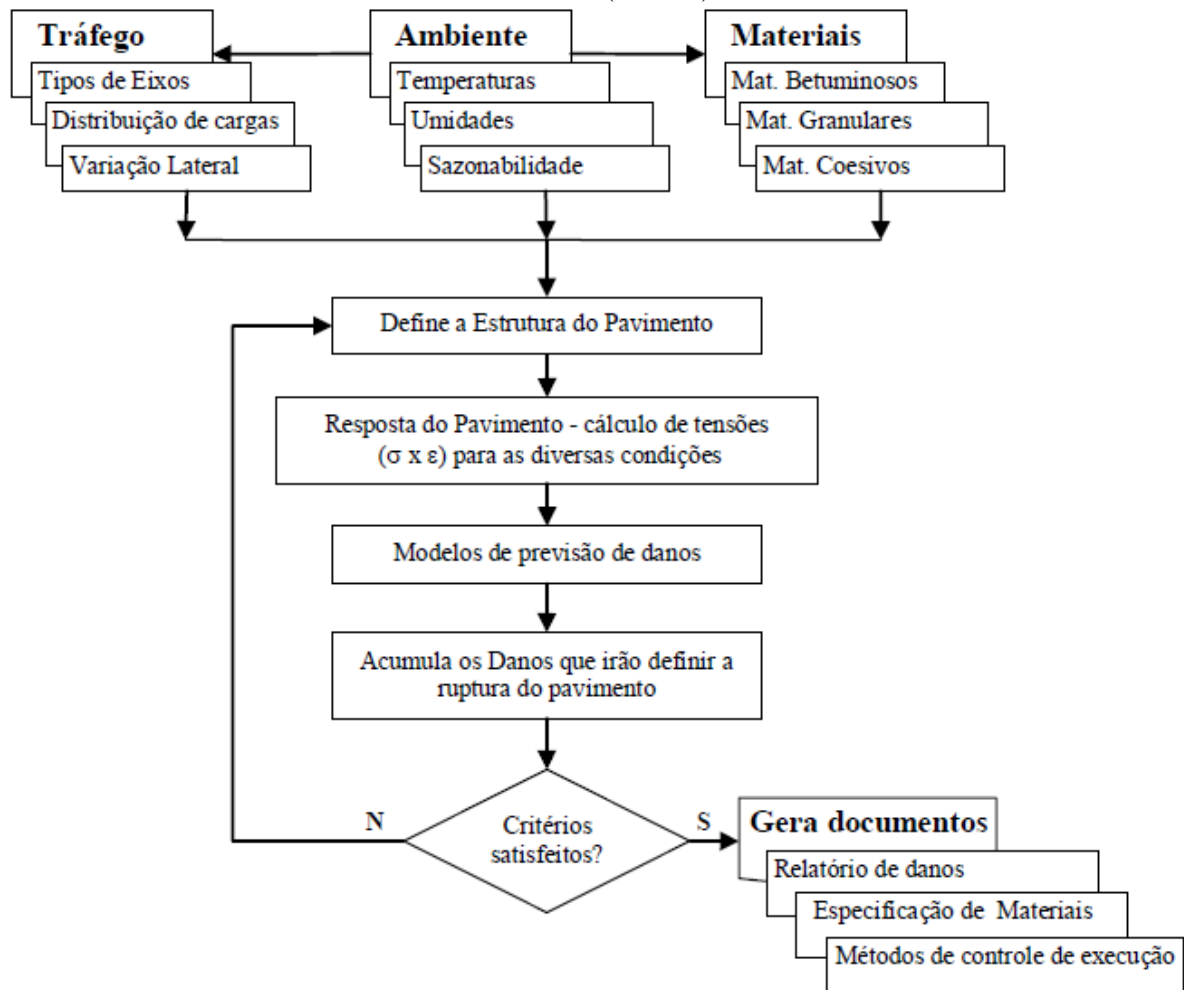


FONTE: Silva (2001).

Recentemente foi desenvolvido por Franco (2007), o sistema SisPav, com o objetivo de realizar análises e dimensionamento de estruturas de pavimento através de um programa de interface de fácil utilização e com apresentação dos resultados em gráficos e tabelas, o que simplifica seu uso.

De acordo com Franco (2007), o SisPav permite realizar o dimensionamento da estrutura, no qual o programa analisa os dados de entrada e, por meio de um algoritmo similar ao de busca binária em tabela ordenada, encontra a espessura da camada que atenda aos requisitos de projeto. Por outro lado, o SisPav pode também realizar uma verificação dos dados e requisitos definidos pelo projetista e informar a vida de projeto que a estrutura proposta pode suportar. Para a utilização do programa, é necessária a entrada de dados de três grupos de informações relativas ao tráfego, ao ambiente e aos materiais, conforme fluxograma apresentado na Figura 15.

Figura 15 – Fluxograma do método integrado de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos (SisPav).



FONTE: Franco (2007).

No SisPav estão incorporados dois programas de análise, um baseado no método de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC) e o outro baseado no Método dos Elementos Finitos Tridimensionais (EFin3D). Franco (2007) comparou os resultados de tensões, deformações e deslocamentos obtidos em cada um dos métodos, simulando estruturas similares de pavimentos. As soluções foram comparadas entre si e com as soluções exatas, obtidas analiticamente pelas equações da elasticidade, descritas em Huang (2004). De acordo com Franco (2007), o método de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC) se mostrou muito prático para as análises de pavimentos em relação ao Método dos Elementos Finitos Tridimensionais (EFin3D). O autor destacou, ainda, que outras implicações conduziram à opção de usar a rotina AEMC como base para o método de dimensionamento proposto em seu trabalho, por exemplo, a consideração de todas as configurações de carga, a avaliação da variação lateral do tráfego, etc.

2.5. Variação da Umidade nas Camadas Granulares e no Subleito dos Pavimentos

O controle da umidade, tanto nas camadas granulares quanto no subleito, é um requisito básico para manter o bom desempenho e a durabilidade de uma rodovia. O efeito indesejado da presença da umidade, que pode provocar a diminuição das propriedades mecânicas dos materiais, preocupa a comunidade técnica e científica. Projetos e construções de pavimentos são elaborados com a premissa de evitar o contato danoso da água com a estrutura do mesmo.

Parreira e Gonçalves (2000) alertam que para a melhor aplicação dos métodos mecânicos há a necessidade do estudo da influência da umidade sobre o módulo de resiliência, tendo em vista que esse parâmetro é susceptível às variações climáticas.

Medina e Preussler (1980) *apud* Bezerra Neto (2004) alertaram para os fatores que afetam o módulo de resiliência dos solos, informando que a umidade e peso específico influenciam consideravelmente esse parâmetro. Os autores constataram que o mesmo diminui com o aumento da umidade e que o método de compactação influencia bastante o módulo de resiliência dos solos argilosos moldados com umidade acima da ótima. No entanto, para os corpos de prova com teores abaixo da umidade ótima, verificou-se que o procedimento de compactação praticamente não exerceu influência.

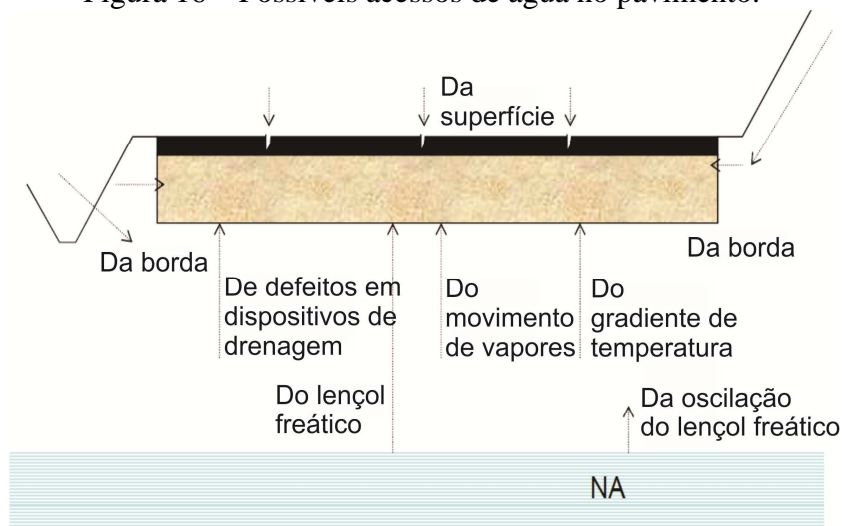
A análise mecânica e o projeto de pavimentos flexíveis dependem do conhecimento do carregamento imposto pelo tráfego, dos materiais, e dos fatores climáticos. As variações sazonais de fatores climáticos, tais como temperatura e precipitação, afetam as

condições das camadas do pavimento, incluindo a temperatura (mistura asfáltica) e o teor de umidade (camadas granulares) *in situ*. Por sua vez, essas condições têm relação direta com a resistência e rigidez do pavimento, causando variações da resistência e dos módulos das camadas (TAKEDA, 2006).

A Figura 16 ilustra algumas formas de como a água pode atingir as camadas do pavimento. Conforme Medina e Motta (2005), os possíveis acessos da água no pavimento ocorrem devido:

- a) águas provenientes do lençol freático, por sua elevação ou por fluxos provenientes dele (dependendo da permeabilidade do solo), induzidos por gradientes térmicos e de sucção matricial, na fase líquida e na fase de vapor;
- b) ocorrência de infiltrações verticais no pavimento através de trincas na superfície ou através de superfície permeável, com águas de chuva acumuladas no local;
- c) ocorrência de fluxos de água para o pavimento por percolação proveniente dos terrenos situados em cotas superiores;
- d) ocorrência de infiltrações laterais devido ao acúmulo de água nas bordas do pavimento e a partir dos acostamentos umedecidos por chuvas.

Figura 16 – Possíveis acessos de água no pavimento.



FONTE: Silva (2009).

Parreira e Gonçalves (2000) apresentaram resultados de estudos experimentais com a utilização de solos lateríticos avaliando a relação entre o MR e as variações de umidade e entre o MR e as variações dos níveis de sucção. A relação entre o MR e as variações de umidade foi dividida em três estudos.

No primeiro estudo, realizado por Parreira e Gonçalves (2000), as amostras foram compactadas na umidade ótima e densidade seca máxima e em seguida ocorreu que: i) parte das amostras foi submetida ao processo de secagem de 2% abaixo da umidade ótima e ii) outra parte das amostras foi submetida ao processo de umedecimento para 1% acima da umidade ótima. Segundo os autores esse estudo buscou simular a variação da umidade do subleito do pavimento após a sua construção.

No segundo estudo, realizado por Parreira e Gonçalves (2000), as amostras também foram compactadas na umidade ótima e densidade seca máxima e em seguida: iii) as amostras foram submetidas ao processo de secagem por 48h, iv) sendo que parte desse material foi novamente umedecido até atingir a umidade ótima. Segundo os autores, o segundo procedimento simulou o uso do solo como material de base de estradas de baixo volume de tráfego empregando solos de comportamento laterítico, pois nesse tipo de construção a base é deixada secar depois da compactação para se verificar o padrão de trincamento da mesma.

No terceiro estudo de Parreira e Gonçalves (2000), as amostras foram compactadas nas densidades secas máximas com: (v) 2% abaixo da umidade ótima e (vi) 1% acima da umidade ótima. Esse terceiro estudo permitiu avaliar o efeito do teor de umidade na compactação para obtenção do módulo de resiliência.

Parreira e Gonçalves (2000) submeteram os corpos de prova a testes de carga cíclicos triaxiais seguindo a sequência de carregamento das especificações da AASHTO TP46-94 (1996). A Tabela 8 resume a relação entre o MR e a variação de umidade das amostras compactadas na umidade ótima (19,5%) e que tiveram suas umidades variadas da seguinte forma: i) secas até 17,5% e ii) umedecida até 20,5%, caso do estudo 1; iii) secas durante 48h (secagem de 11,2%, em que se atingiu a umidade de 8,3%) e iv) posteriormente molhadas até $W_{ót}$, caso do estudo 2.

Tabela 8 – Relação entre o MR e a variação de umidade.

$W_{ót}$ (Referência)	i) Seca	ii) Umedecida	iii) Seca (48h)	iv) Seca (48h) e umedecida $W_{ót}$
Varição MR	+24%	-25%	+54%	-55%

FONTE: Parreira e Gonçalves, (2000).

Ainda segundo o trabalho de Parreira e Gonçalves (2000), comparou-se o MR em amostras ii) compactadas na umidade ótima e umedecidas até 20,5% (Estudo 1) com o MR das amostras vi) compactadas na umidade 20,5% (Estudo 3). Pode-se observar que as

amostras compactadas 1% acima da umidade ótima apresentaram valores 17% menores de MR que as amostras compactadas na umidade ótima e em seguida submetidas ao processo de umedecimento para 1% acima da umidade ótima, bem como valores 33% menores de MR que as amostras compactadas na umidade ótima.

Os autores compararam também o MR das amostras (i) compactadas na umidade ótima seguido de secagem até 17,5% (Estudo 1) com o MR das amostras (v) compactadas na umidade de 17,5% e densidade seca máxima (Estudo 3). Os autores observaram que as amostras compactadas 2% abaixo da umidade ótima apresentaram valores de módulo de resiliência 33% maiores do que as compactadas na umidade ótima e submetidas ao processo de secagem até atingir 2% abaixo umidade ótima, bem como valores 67% maiores do que as compactadas na umidade ótima.

Destaca-se que trabalhar com o módulo de resiliência obtido por compactação no ramo seco pode ser arriscado, pois é difícil assegurar que não haverá aumento de umidade do solo durante a vida útil do pavimento. Caso esse aumento de umidade ocorra, pode ocasionar queda significativa no módulo de resiliência.

Segundo Lekarp *et al.* (2000), ao realizarem uma extensa revisão de literatura sobre o estado da arte da resposta resiliente de agregados não tratados quimicamente, verificaram que o teor de umidade de saturação da maioria dos materiais granulares não tratados afeta as características da resposta resiliente tanto no laboratório quanto nas condições de campo. Os autores concluíram nesse trabalho que um aumento no teor de umidade em materiais granulares, particularmente em níveis elevados de saturação, tem ocasionado uma redução tanto no módulo de resiliência quanto no coeficiente de *Poisson*.

Rodrigues (1997) avaliou as variações do módulo de resiliência de solos do subleito de pavimento submetidos às trajetórias de secagem e/ou umedecimento e secagem e umedecimento simuladas em laboratório e em campo para quatro solos típicos de subleito de pavimentos do estado do Rio Grande do Sul. O estudo permitiu salientar a influência das condições ambientais nas variações de módulo de resiliência, mostrando o efeito da sucção na deformabilidade elástica e no comportamento de pavimentos.

Takeda *et al.* (2006) simularam as variações climáticas sazonais após a construção do pavimento que podem acarretar alterações positivas ou negativas da umidade de compactação. Com o objetivo de simular tal efeito, realizaram ensaios triaxiais cíclicos após submeterem os corpos de prova aos processos de umedecimento ou secagem. Portanto, além dos ensaios na umidade ótima ($W_{ót}$), foram ainda consideradas outras três condições de

umidade: $W_{ót-2\%}$, $W_{ót-1\%}$ e $W_{ót+1\%}$. É importante destacar que são variações absolutas e não relativas, e que estas foram impostas aos corpos de prova compactados na umidade ótima.

Takeda *et al.* (2006) realizaram a secagem com a exposição dos corpos de prova ao ar. O umedecimento deu-se por meio do posicionamento de uma das extremidades do corpo de prova sobre uma pedra porosa saturada, enquanto um papel filtro umedecido era mantido na extremidade oposta. O controle da perda ou ganho de umidade foi realizado pelo acompanhamento da massa do corpo de prova. Ao se atingir a umidade desejada, os corpos de prova eram envolvidos em filme de PVC, identificados, embalados em sacos plásticos e mantidos em câmara úmida por um período mínimo de 10 dias para a homogeneização da umidade. Após todo esse processo é que eram realizados os ensaios triaxiais cíclicos.

Takeda *et al.* (2006) avaliaram também a influência da variação da umidade pós-compactação sobre o módulo de resiliência e a sua relação com a granulometria e a gênese dos 30 solos investigados. A análise em separado de solos lateríticos e não-lateríticos não conduziu a uma melhoria significativa do ajuste que justificasse essa consideração. Os autores verificaram que variações de umidade iguais a -2%, -1% e +1%, resultaram, respectivamente, em aumentos de 158% e 63% e redução de 35% nos valores do módulo de resiliência dos solos.

Ainda segundo Takeda *et al.* (2006), o módulo de resiliência de solos lateríticos e não-lateríticos compactados na umidade ótima e massa específica seca máxima depende predominantemente da granulometria do solo, sendo que a gênese teve pouca influência sobre o MR. O efeito do umedecimento e secagem na alteração do módulo de resiliência processou-se de maneira similar para solos lateríticos e não-lateríticos quando são atingidos por patamares iguais de umidade.

Bernucci (1995) estudou solos lateríticos, onde encontrou altos valores de MR em laboratório para esses solos quando compactados, tendo observado que para amostras onde foi permitida a perda parcial de umidade, o MR elevou-se significativamente. Essa autora concluiu que a combinação das excelentes propriedades dos solos lateríticos coesivos e da atuação climática favorável sobre esses solos compactados fornece um material de pavimentação estável, com boa capacidade de suporte, resistente às solicitações por cargas repetidas. Os altos módulos propiciam o uso de estruturas esbeltas construídas somente com solo compactado e fina camada de revestimento asfáltico. Ressalta-se, porém, que a secagem dos solos lateríticos plásticos leva à sua contração e trincamento provocando a formação de blocos.

Zaman e Khoury (2007) avaliaram o efeito da variação da umidade pós-compactação no módulo de resiliência de solos selecionados em Oklahoma. Foram selecionados e ensaiados oito solos para representar a variabilidade desses materiais em Oklahoma. Esse estudo gerou informações úteis que enriqueceram o banco de dados, referentes ao módulo de resiliência e a sucção de solos selecionados em Oklahoma. Esse banco de dados tinha a finalidade de facilitar a implementação do novo guia de dimensionamento de pavimento da AASHTO (2002).

As amostras estudadas por Zaman e Khoury (2007) foram compactadas e divididas em cinco grupos: (1) amostras compactadas em 4% abaixo da umidade ótima, na umidade ótima, e 4% acima da umidade ótima e depois ensaiado o MR; (2) amostras compactadas em 4% abaixo da umidade ótima, depois umedecida até a umidade ótima e depois para umidade ótima mais 4%; (3) amostras compactadas na umidade ótima mais 4%; algumas dessas amostras foram submetidas ao processo de secagem até a $W_{ót}$ e outros até a $W_{ót} - 4\%$; (4) amostras compactadas na $W_{ót}$, secos até a $W_{ót} - 4\%$, e então ensaiados os MRs e (5) amostras compactadas na $W_{ót}$, umedecida até $W_{ót} + 4\%$ antes do ensaio do MR.

Zaman e Khoury (2007) concluíram que para um determinado teor de água, os valores de MR são maiores para o ciclo de secagem do que para o ciclo de umedecimento. A influência do processo de umedecimento-secagem é mais dominante para os solos argilosos. Por exemplo, a diminuição do MR de um solo argiloso foi de 66%, quando o teor de umidade de compactação aumentou de $W_{ót} - 4\%$ para $W_{ót} + 4\%$. Por outro lado, os valores do MR de um solo arenoso, exibiram uma diminuição de aproximadamente 50% do teor de umidade correspondente.

Zaman e Khoury (2007) concluíram também que as curvas características de solo-água para os solos selecionados exibiram as mesmas tendências qualitativas. Os valores variaram de um solo para outro e foram similares aos relatados para solos semelhantes. As alterações na sucção do solo e módulo resiliente são influenciadas pelo teor de umidade inicial (compactação). Os valores de MR para amostras compactadas na $W_{ót} - 4\%$ tem maior módulo resiliente do que amostras compactadas na $W_{ót}$, seguido por amostras compactadas na $W_{ót} + 4\%$.

Ao se realizar uma extensa revisão de literatura sobre o tema aqui tratado e diante dos resultados apresentados por Medina e Preussler (1980) *apud* Bezerra Neto (2004); Bernucci (1995) na região de São Paulo; Rodrigues (1997) no Rio Grande do Sul; Parreira e Gonçalves (2000) e Takeda *et al.* (2006) também na região de São Paulo; Zaman e Khoury (2007) em Oklahoma e Lekarp *et al.* (2000), constata-se a importância da variação da

umidade nas camadas granulares e no subleito dos pavimentos flexíveis. No entanto, verifica-se a ausência de pesquisas sobre os efeitos da variação da umidade em solos do estado do Ceará, ressaltando mais uma vez a importância desta pesquisa.

2.6. Considerações Finais

Durante a elaboração deste capítulo buscou-se fazer um levantamento de informações sobre a influência da umidade nos pavimentos flexíveis. Procurou-se entender os ensaios que servem de base para o dimensionamento dos pavimentos, tanto no método empírico do DNIT que é realizado com base no CBR, quanto no método mecanístico-empírico que utiliza resultados provenientes do ensaio de MR.

Buscou-se mostrar os modelos para representação dos ensaios de módulo de resiliência em materiais com fins para pavimentação rodoviária e as diferenças entre as normas que podem ser utilizadas para realização desse ensaio. O intuito é criar subsídios para a escolha tanto da norma quanto do modelo que será adotado nas análises numéricas realizadas na pesquisa que será apresentada no capítulo de resultados.

Alguns programas computacionais que já auxiliaram, por muitos anos, engenheiros rodoviários nos cálculos das tensões e dos deslocamentos das estruturas dos pavimentos foram mencionados. No entanto, devido às limitações e a forma não muito amigável de interação com o usuário do programa e até mesmo a dificuldade de alguns programas com a análise de camadas compostas de materiais de comportamento não linear, tornou-se necessário o desenvolvimento de outros programas, tais como o CAP3D e o SisPav. Apresentou-se, com maiores detalhes, o programa para análise de pavimentos asfálticos através do Método dos Elementos Finitos, CAP3D, tendo em vista os testes que estão sendo periodicamente realizados no LMP/UFC.

O próximo capítulo traz uma descrição detalhada do processo de escolha dos materiais empregados no presente trabalho, assim como a metodologia que foi seguida para o alcance dos objetivos desta pesquisa.

CAPÍTULO 3

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Considerações Iniciais

Este capítulo tem como objetivo apresentar o processo de escolha e a descrição dos materiais empregados na pesquisa proposta, bem como os métodos que foram utilizados para caracterizar e estudar o comportamento mecânico desses materiais quando submetidos às variações de umidade. O capítulo contempla, ainda, as informações necessárias da região de estudo (município de Caucaia, localizado na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), estado do Ceará) onde os solos foram coletados.

3.2. Metodologia

A metodologia empregada para o alcance dos objetivos deste trabalho consistiu na realização das seguintes tarefas:

- a) realização de uma revisão bibliográfica sobre os modelos resilientes utilizados na modelagem de materiais granulares, efeitos das variações da umidade nos materiais utilizados nas camadas e no subleito dos pavimentos;
- b) escolha do município de Caucaia, localizado na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), como área de estudo, coleta de 23 amostras de solo, selecionadas a partir de um mapa temático de previsão da classificação do TRB (*Transportation Research Board*) e seleção de 4 amostras (3 subleitos e 1 jazida);
- c) realização dos ensaios de caracterização geotécnica das 4 amostras de solo selecionadas e da mistura de uma dessas amostras com brita;
- d) realização dos ensaios de compactação com os solos e com a mistura de solo-brita, visando à identificação do comportamento mecânico e do teor ótimo de umidade;
- e) realização dos ensaios de módulo de resiliência dos solos e da mistura de solo-brita, variando a umidade de compactação e pós-compactação;
- f) realização dos ensaios de CBR em condições variadas de saturação;
- g) avaliação dos resultados obtidos nos ensaios executados;
- h) realização das análises no CAP3D para o cálculo de deflexões e tensões horizontais e verticais;

- i) avaliação da consideração da não linearidade, a partir da comparação de seus resultados com os resultados elásticos lineares;
- j) realização do dimensionamento das espessuras das camadas dos pavimentos flexíveis pelo método empírico do DNIT e por um método mecânico-empírico;
- k) comparação das estruturas de pavimentos flexíveis projetadas através do método empírico do DNIT e de um método mecânico-empírico, considerando a influência da variação da umidade na compactação e pós-compactação.

3.3. Justificativa da Escolha da Área de Estudo

Para alcançar os objetivos do trabalho foram investigados materiais provenientes do município de Caucaia, localizado na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), estado do Ceará.

Nos limites de São Gonçalo do Amarante e Caucaia está inserido o CIPP (Complexo Industrial e Portuário do Pecém), onde estão sendo instaladas a Companhia Siderúrgica do Pecém (CSP), as termelétricas, Energia Pecém e MPX Pecém II, a Zona de Processamento de Exportação (ZPE) e a Refinaria Premium II, da Petrobras. Esses investimentos geram expectativas de crescimento econômico e desenvolvimento para a região, com perspectivas de aumento substancial no Produto Interno Bruto (PIB) do estado nos próximos anos (CEARÁPORTOS, 2012).

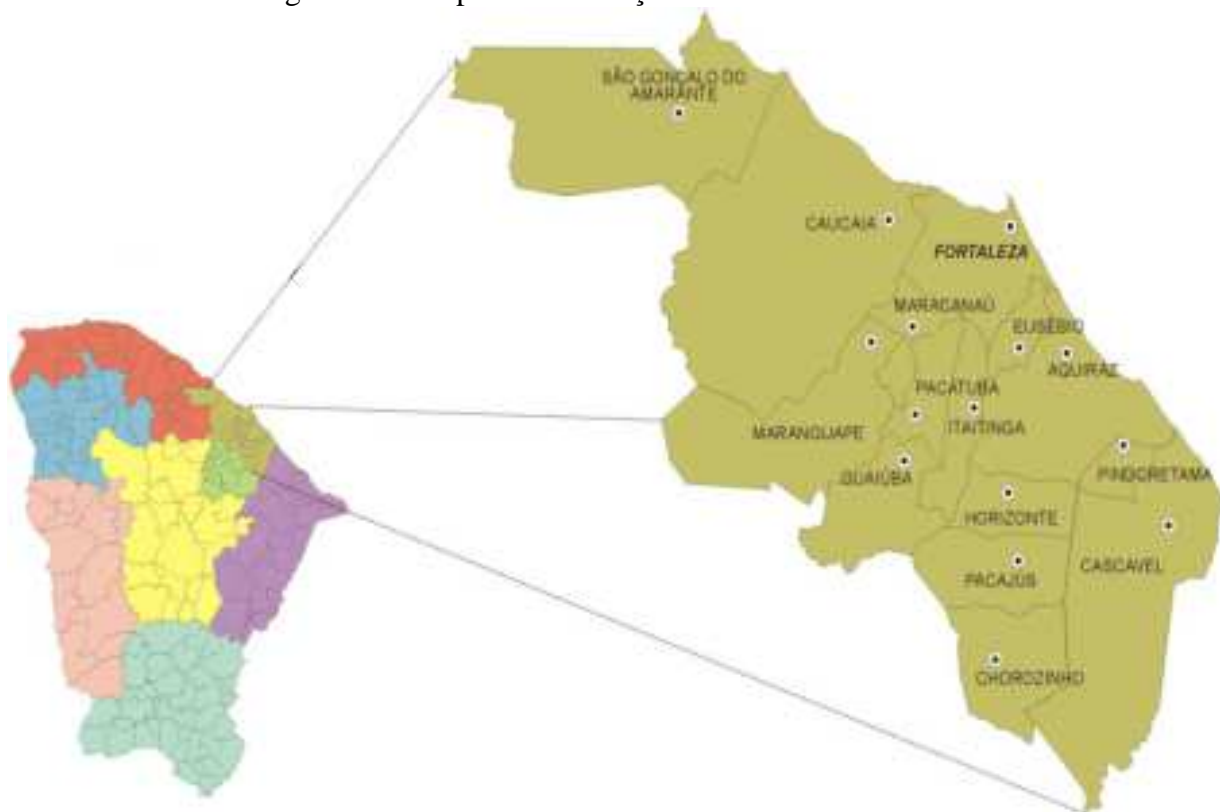
Para que esses empreendimentos tornem-se viáveis é necessário que se invista em infraestrutura, com implantação de novas rodovias e melhoria e duplicação das rodovias já existentes, visando receber e suprir as necessidades dessas empresas. Com esses investimentos aumenta-se a necessidade de estudos de solos na região para fins de pavimentação, como também, estudos que visem racionalizar o dimensionamento dos pavimentos. Assim, para que haja um uso mais eficiente do investimento do setor público, buscam-se formas de minimizar os custos das construções rodoviárias, através da utilização de materiais locais.

Todos os aspectos apresentados anteriormente contribuem para que Caucaia seja considerada uma excelente área para o estudo aqui proposto, o que trará um bom conhecimento dos materiais do município em diferentes condições de umidade, e conseqüentemente, obtenção de dimensionamentos que possam servir de base para futuros projetos na região.

3.4. Caracterização Geral da Área de Estudo

O município de Caucaia é o maior em extensão territorial dentre os que integram a Região Metropolitana de Fortaleza, ocupando uma área de 1.223,796 km², o que corresponde a 21,7% da área total da RMF. Caucaia localiza-se, aproximadamente, a 15 km da capital do Ceará, com latitude 3°44'10"S e longitude 38°39'11"W e está delimitada ao norte com o oceano Atlântico e São Gonçalo do Amarante; ao sul com o município de Maranguape; a leste com os municípios de Fortaleza, Maranguape e Maracanaú; a oeste com os municípios de São Gonçalo do Amarante, Pentecoste e Maranguape. A Figura 17 é um mapa de localização de Caucaia no estado do Ceará e que mostra todos os municípios que integram a RMF.

Figura 17 – Mapa de localização de Caucaia no Ceará.



FONTE: IPECE (2011).

Caucaia tem a segunda maior população do estado do Ceará, estimada em 325.441 habitantes (IBGE 2012), onde o primeiro lugar é ocupado pela cidade de Fortaleza, capital do estado do Ceará. Esse município possui uma rede viária bem ampla com rodovias de grande porte passando por seu território, como por exemplo, a CE-085, CE-090, BR-222 e a BR-020,

sendo usadas para fins distintos (indústria, turismo, agricultura e acesso a pequenas localidades). A Figura 18 representa as principais rodovias do município de Caucaia.

Figura 18 – Representação das rodovias do município de Caucaia.



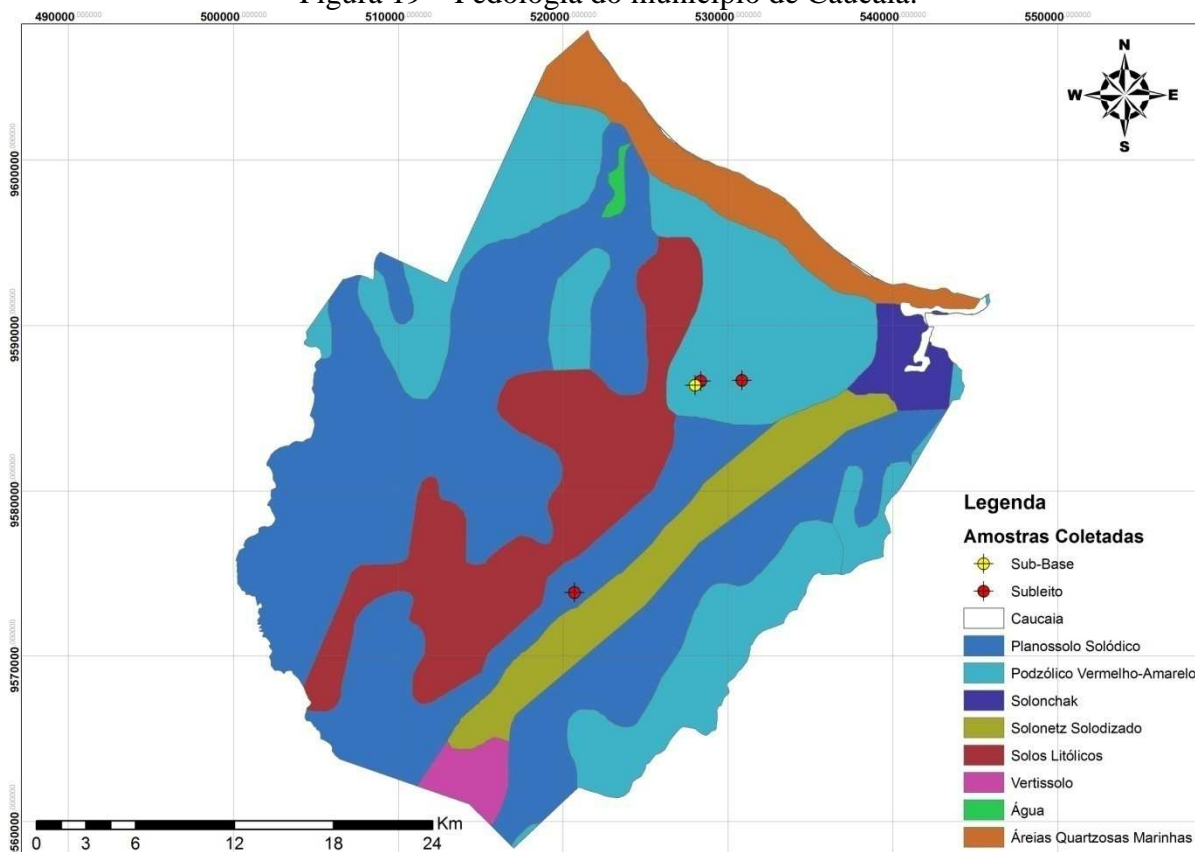
FONTE: GOOGLE MAPS (2012).

3.4.1. Geologia, Pedologia e Vegetação

A Geologia do município de Caucaia pode ser apresentada segundo classificação Litológica ou Petrográfica, em que esta pode ser dividida em: 71,2% Rochas Metamórficas; 16,2% Rochas Sedimentares ou Sedimentos; 12,3% Rochas Ígneas; e 0,3% Rochas Ígneas e Sedimentares.

Os solos são o produto final do intemperismo que atua nas rochas. A formação desses solos está relacionada diretamente com o tipo de rocha, clima, vegetação, topografia e tempo pelo qual o material de origem foi exposto ao intemperismo. Ribeiro (2010) resume cada uma dessas classificações e mostra, ainda, a ampla diversidade pedológica do município de Caucaia, onde é possível encontrar: 44% de Planossolo Solódico, 25% de Podzólico Vermelho-Amarelo, 15% de Solos Litólicos, 7% de Solonetz Solodizado, 5% de Areias Quartzosas Marinhas, 2% de Solonchak solonézico e apenas 1% de Vertissolo. A Figura 19 exhibe cada uma dessas classificações.

Figura 19 – Pedologia do município de Caucaia.



FONTE: Ribeiro (2010).

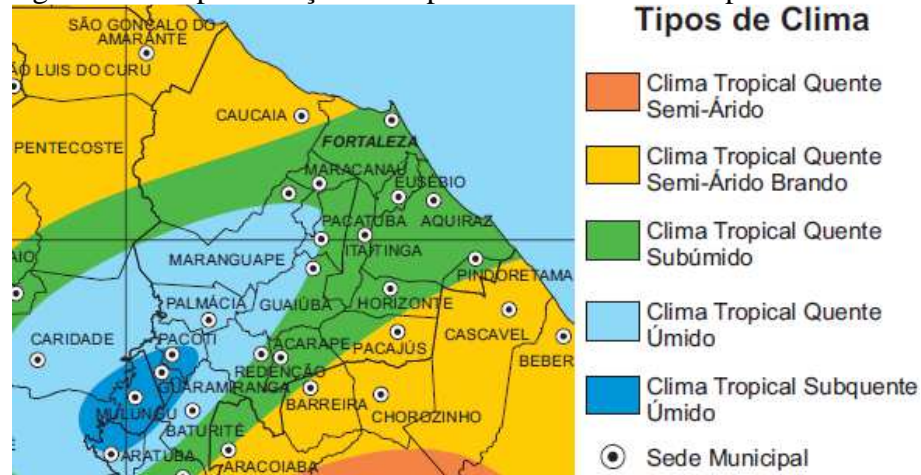
Quanto à vegetação, Caucaia tem sua paisagem vegetal composta por: 23,3% Savana Estépica gramíneo-lenhosa, 22,4% Savana Estépica Arborizada, 21,8% Savana Estépica Florestada, 21,7% são áreas modificadas pela ação antrópica (Agropecuária com 17,4% e Influência Urbana ocupando 4,3%), 7,2% Floresta Ombrófila Aberta, 2,7% Formação Pioneira e 0,9% Formação Pioneira Fluviomarítima (RIBEIRO, 2010).

3.4.2. Clima

No município de Caucaia três climas predominam, sendo que todos são variações do clima Tropical. Na maior parte de sua área prevalece o clima Tropical Quente Semiárido Brando, seguido do clima Tropical Quente Subúmido. Em um pequeno trecho da região ocorre o clima Tropical Quente Úmido. A Figura 20 apresenta os climas que predominam em Caucaia e na RMF. Além desses aspectos, a região apresenta, ainda, um índice de pluviosidade média anual de 1243,2 mm, com período chuvoso entre os meses de janeiro a maio e temperatura que varia de 26° a 28° (IPECE, 2007).

Amplitudes térmicas anuais baixas, em torno de 5 °C, e temperaturas elevadas, caracterizam o regime térmico da região, em virtude dos fatores geográficos, altitude, topografia e proximidade do mar. A umidade relativa do ar é em média de 73%.

Figura 20 – Representação dos tipos de clima do município de Caucaia.



FONTE: IPECE (2007).

De acordo com Benevides (2000) ao utilizar dados da FUNCEME entre 1974 e 1993 para comparar a precipitação e a evaporação da RMF, seguindo o critério de Thornthwaite, a RMF apresenta a relação $P - EP < 0$, ou seja, precipitação (P) menos evapotranspiração potencial anual (EP), negativa. Na parte situada no sertão, principalmente à sotavento dos maciços orográficos, esta relação tende a ser ainda mais negativa.

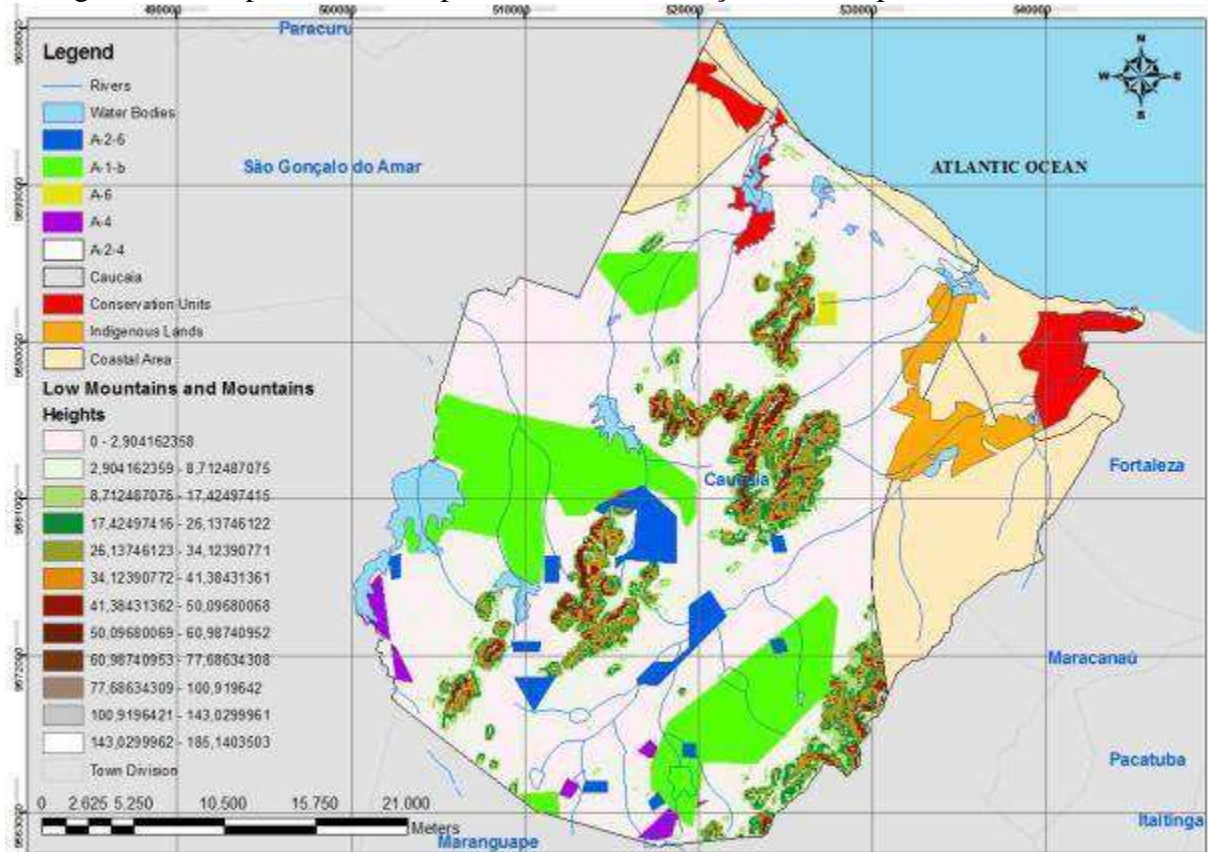
3.4.3. A Coleta dos Materiais

Os solos utilizados nesta pesquisa foram selecionados a partir de um mapa temático de previsão da classificação TRB elaborado por Ribeiro *et al.* (2012) para solos do município de Caucaia. Nesse mapa temático 70,9% dos solos são classificados como A-2-4; 20% do tipo A-1-b; 6,1% do tipo A-2-6; 2,7% da classe A-4 e apenas 0,3% como A-6. A Figura 21 mostra o resultado dessa previsão.

Tendo como base esse mapa de previsão, foram coletados 23 solos distribuídos em locais variados do município de Caucaia. Esses solos fazem parte de um banco de dados gerado para elaboração de outros trabalhos de mestrado e graduação do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) da UFC. Da amostragem dos 23 solos coletados, 4 amostras (nomeadas de 01, 02, 03 e 04) foram escolhidas para fazerem parte do presente trabalho.

Esses solos foram selecionados com base nos primeiros resultados de CBR, cujo valor definiu, preliminarmente, a aplicação do material no pavimento.

Figura 21 – Mapa temático de previsão da classificação do TRB para solos de Caucaia.



FONTE: Ribeiro *et al.* (2012).

Inicialmente, optou-se por se trabalhar com dois tipos diferentes de subleito: um solo siltoso (amostra 01) e uma areia siltosa (amostra 03). Posteriormente, a amostra 02 (solo arenoso) foi usada para representar um subleito local, em função dos resultados dos ensaios de laboratório. A Tabela 9 apresenta a localização geográfica dos materiais utilizados nesta pesquisa e a finalidade de cada um deles para compor a estrutura de um pavimento.

Tabela 9 – Localização geográfica dos materiais coletados e suas finalidades para compor a estrutura do pavimento.

Amostra	Posição geográfica	Finalidade
01	3°51'19,44"S e 38°48'47,84"O	Subleito
02	3°44'22,56"S e 38°44'40,56"O	Subleito
03	3°44'20,81"S e 38°43'19,92"O	Subleito
04	3°44'30,74"S e 38°44'52,08"O	Sub-base

FONTE: Própria autora (2013).

As Figuras 22, 23, 24 e 25 exibem a localização geográfica e o aspecto visual das amostras 01, 02, 03 e 04, na época da coleta do solo, respectivamente. Por último, ressalta-se que a amostra 04 foi estabilizada com brita, dando origem a amostra 05 que foi empregada para compor a camada de base de um pavimento. A amostra 05, de solo-brita, foi fabricada em laboratório para representar uma solução típica que vem sendo adotada, com frequência, pelo DER-CE (Departamento Estadual de Rodovias do Ceará) para base de pavimento.

A brita de $\frac{3}{4}$ " utilizada nesta pesquisa foi proveniente de uma pedreira localizada em Caucaia e apresenta propriedade mineralógica de gnaiss. O processo de exploração desse material ocorre através de explosivos ou dinamites e a pedreira realiza o controle de qualidade da granulometria e da densidade de seus agregados diariamente.

Figura 22 – Localização geográfica e aspecto visual da amostra 01.



FONTE: *GOOGLE EARTH* (2012).



FONTE: Própria autora (2013).

Figura 23 – Localização geográfica e aspecto visual da amostra 02.



FONTE: *GOOGLE EARTH* (2012).



FONTE: Própria autora (2013).

Figura 24 – Localização geográfica e aspecto visual da amostra 03.



FONTE: *GOOGLE EARTH* (2012).



FONTE: Própria autora (2013).

Figura 25 – Localização geográfica e aspecto visual da amostra 04.



FONTE: *GOOGLE EARTH* (2012).



FONTE: Própria autora (2013).

3.5. Programa Experimental

3.5.1. Considerações Gerais

Para atingir o objetivo desta pesquisa foi analisada a influência exercida pela umidade sobre os ensaios mecânicos dos materiais em estudo, no intuito de utilizar os resultados dos ensaios de CBR no dimensionamento empírico e os resultados dos ensaios de MR na análise e no dimensionamento mecanístico-empírico.

Assim, foram realizados os ensaios de CBR nas amostras em condições variadas de imersão com o objetivo de investigar se os resultados dos mesmos alterariam as espessuras

das camadas do pavimento obtidas pelo método do DNIT quando o período de imersão não fosse o preconizado pela norma do DNIT (DNER-ME 049/94). Já o MR desses materiais foi avaliado nas umidades de compactação e pós-compactação em diferentes teores de umidade. Os teores de umidade nos ensaios de MR foram determinados em relação à massa do solo: (i) na umidade ótima ($W_{ót}$); (ii) 2% acima da umidade ótima ($W_{ót+2\%}$) e (iii) 2% abaixo da umidade ótima ($W_{ót-2\%}$).

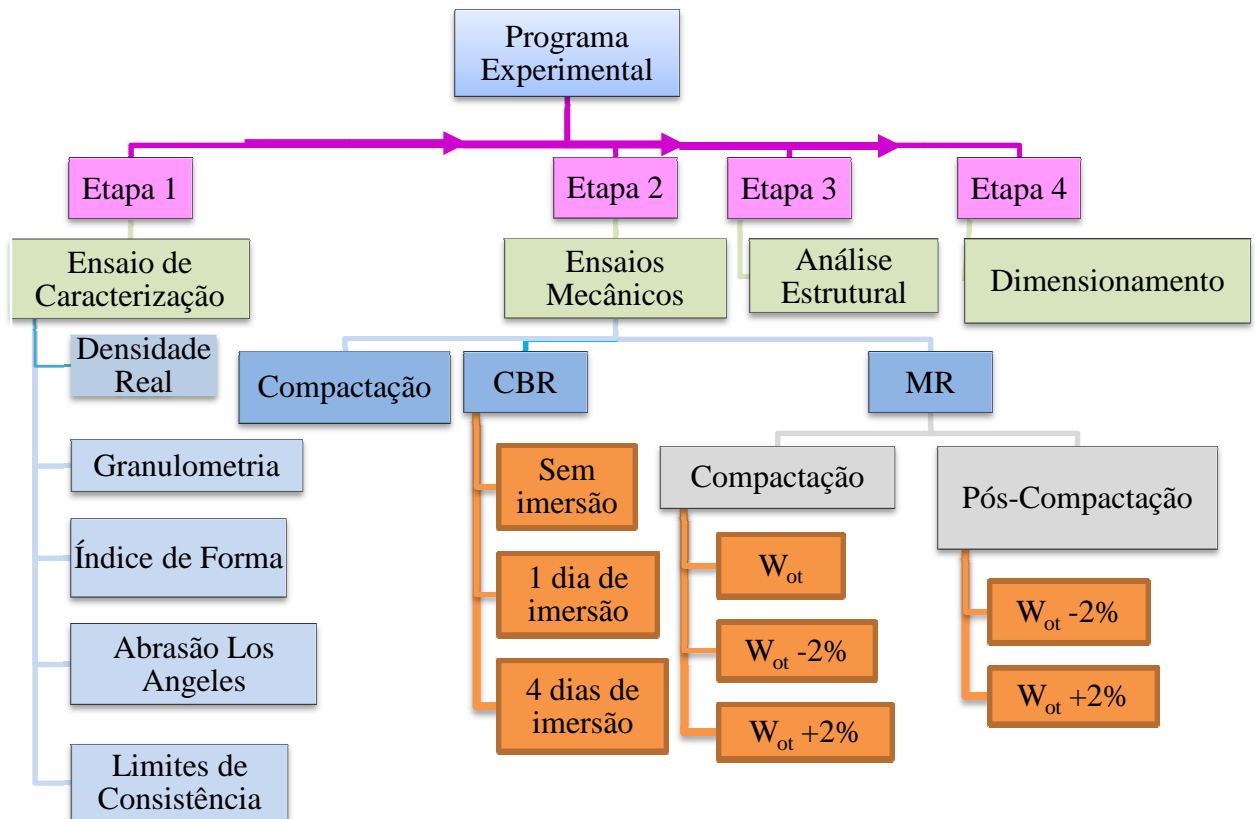
O trabalho experimental foi dividido em quatro etapas. Na etapa 1 foram realizados os ensaios de caracterização (densidade real, granulometria, limites de liquidez, limite de plasticidade, índice de forma e abrasão Los Angeles). Maiores detalhes serão mostrados no item 3.5.2 deste capítulo.

Na segunda etapa, as cinco amostras foram submetidas aos ensaios de compactação (DNER-ME 162/94), CBR (DNER-ME 049/94) e MR (método proposto por MEDINA E MOTTA, 2005).

O CBR foi ensaiado, além da convencional saturação de 4 dias, em outras duas condições de saturação: sem imersão e com 24h de imersão. Foram também realizados os ensaios de MR em umidades variadas ($W_{ót}$, $W_{ót} - 2\%$ e $W_{ót} + 2\%$) para tentar simular a fase de construção dos pavimentos flexíveis com controle tecnológico ineficiente. Ainda na segunda etapa deste trabalho, os ensaios de MR foram realizados com corpos de prova submetidos aos processos de umedecimento ou secagem pós-compactação para tentar simular os diversos fatores que fazem com que haja variação de umidade nas camadas dos pavimentos e do subleito após a construção da estrutura. Maiores detalhes serão mostrados no item 3.5.3.3 do presente capítulo.

Na terceira etapa foram realizadas análises computacionais utilizando os programas CAP3D e SisPav. Já na quarta etapa foi investigada a influência da variação da umidade no dimensionamento dos pavimentos de Caucaia/CE. A Figura 26 apresenta um fluxograma com todas as etapas realizadas na presente pesquisa.

Figura 26 – Fluxograma detalhado do programa experimental.

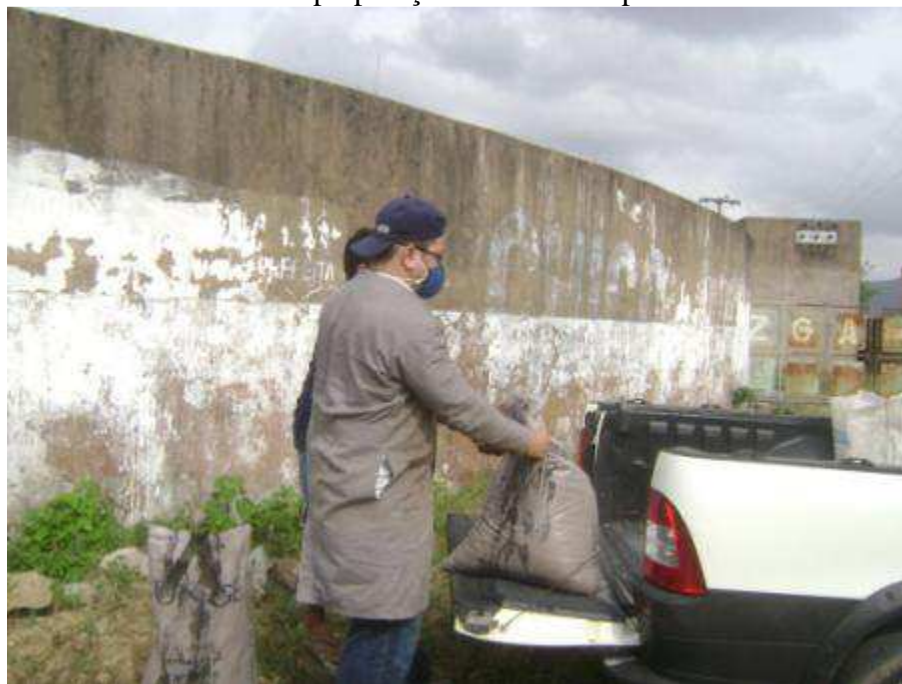


FONTE: Própria autora (2013).

3.5.2. Caracterização dos Solos e do Agregado – Etapa 1

Para se reduzir o impacto da parcela orgânica existente no topo do local de coleta, em todas as jazidas, foi retirado aproximadamente 20 cm de material superficial e, após a execução desta limpeza, os solos foram coletados e acondicionados em sacos de 50 kg para serem transportados até o LMP/UFC (Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da Universidade Federal do Ceará), como mostrado na Figura 27. Esses materiais foram secos, destorroados e quarteados, a fim de se obter maior homogeneização. A preparação do material para caracterização seguiu as prescrições da norma DNER ME 041/94 (Solos – preparação de amostras para ensaios de caracterização).

Figura 27 – Solos submetidos à preparação de amostras para ensaios de caracterização.



FONTE: Própria autora (2013).

A caracterização geotécnica dos solos e dos agregados foi realizada no laboratório de solos do LMP/UFC. Para a execução dos ensaios foram seguidos os procedimentos das normas indicadas na Tabela 10. Deve-se ressaltar a importância para fins rodoviários dos ensaios de caracterização de solos para se realizar a classificação dos mesmos no sistema TRB.

Tabela 10 – Ensaios e normas para a caracterização geotécnica dos solos e dos agregados.

Ensaio	Norma
Solos – Análise Granulométrica por Peneiramento	DNER-ME 080/94
Solos – Determinação da Densidade Real	DNER-ME 093/94
Solos – Determinação do Limite de Liquidez	DNER-ME 122/94
Solos – Determinação do Limite de Plasticidade	DNER-ME 082/94
Agregados – Análise Granulométrica	DNER-ME 083/98
Agregados – Determinação da abrasão “Los Angeles”	DNER-ME 035/98
Agregados – Determinação do Índice de forma	DNER-ME 086/94

FONTE: Própria autora (2013).

No caso dos agregados para fins rodoviários, procura-se utilizar aqueles que possuam forma cúbica, uma vez que esses materiais tendem a sofrer menos fracionamento ao serem submetidos aos esforços oriundos de cargas de compactação e do tráfego. Esse parâmetro pode ser obtido através do ensaio de índice de forma de acordo com a norma

DNER-ME 086/94. Outro parâmetro importante é prescrito pela norma DNER-ME 035/98, para realização do ensaio de abrasão Los Angeles. A NBR 11804 (1991) cita um valor máximo permitido de desgaste por abrasão, delimitando que sub-bases e bases estabilizadas granulometricamente devem apresentar valores máximos de abrasão de 55%. Sabe-se, porém, que o valor máximo permitido de abrasão pode ser questionado a partir das experiências locais que comprovem o bom uso de um agregado na área rodoviária.

3.5.3. Propriedades Mecânicas Investigadas – Etapa 2

O estudo de ensaios mecânicos dos solos e dos agregados constituiu a segunda fase do presente trabalho, tendo a primeira fase sido constituída pela escolha e caracterização dos materiais empregados. Nesta fase, foram realizados os ensaios de compactação, CBR e MR.

Nos ensaios de compactação, CBR e MR utilizaram-se energia normal na moldagem dos corpos de prova que representam os solos do subleito. Usou-se a energia intermediária na moldagem dos corpos de prova para aplicação em camadas de sub-base. Empregou-se a energia modificada na moldagem dos corpos de prova do solo estabilizado com brita que foi utilizado na camada de base.

3.5.3.1. Compactação

Para realização dos ensaios de compactação foram seguidas as recomendações da norma DNER-ME 162/94 (Solos – compactação utilizando amostras trabalhadas). Ressalta-se que foram ensaiados, por amostra, no mínimo, dois corpos de prova moldados sob as mesmas condições, com a finalidade de se ter maior confiabilidade na obtenção da umidade ótima e peso específico aparente seco máximo.

3.5.3.2. CBR e Expansão

Para a determinação dos valores de CBR e da expansão dos solos foram moldados corpos de prova na umidade ótima e na energia de compactação correspondente à sua finalidade de aplicação (subleito, sub-base ou base). A realização do ensaio baseou-se na norma DNER ME 049/94 (Solos – determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas).

Posteriormente, o CBR foi ensaiado em condições não preconizadas pela norma: o CBR sem imersão e com 24h de imersão. Foram ensaiados, por amostra, no mínimo, três corpos de prova moldados sob as mesmas condições. A expansão também foi verificada nos corpos de prova submetidos às 24h de imersão.

3.5.3.3. *Módulo de Resiliência*

Os solos e a mistura de solo-brita estudados foram submetidos ao ensaio triaxial de carga repetida, de acordo com o método da COPPE/UFRJ, proposto em Medina e Motta (2005), com o objetivo de descrever o comportamento resiliente destes materiais em diferentes condições de umidade.

Cada corpo de prova foi ensaiado duas vezes. Seguindo Klinsky *et al.* (2012), o ensaio triaxial cíclico pode ser executado várias vezes no mesmo corpo de prova por aplicar tensões que solicitam o material apenas na faixa elástica. Adotou-se apenas o resultado do primeiro ensaio, em que este foi o que apresentou o menor resultado, portanto, a favor da segurança.

Os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados em duas fases, variando-se a umidade dos corpos de prova na (a) compactação e (b) pós-compactação.

(a) Variação de umidade na compactação

Na primeira fase, os ensaios triaxiais cíclicos foram compactados nas seguintes condições: (i) na umidade ótima; (ii) 2% acima da umidade ótima e (iii) 2% abaixo da umidade ótima.

A finalidade foi tentar simular em laboratório, a fase de construção dos pavimentos flexíveis com controle tecnológico ineficiente. Dessa forma, foi adicionada água suficiente ao solo para se atingir a umidade desejada, sendo então o material homogeneizado e embalado em saco plástico. Após a homogeneização, três cápsulas do solo foram retiradas para a verificação do teor de umidade atingido. Assim, nenhum corpo de prova foi moldado antes de 24 horas, período este usado para a determinação da umidade e também para a homogeneização da umidade na amostra.

(b) Variação de umidade na pós-compactação

Na segunda fase, os corpos de prova foram moldados (iv) na umidade ótima e posteriormente foram umedecidos até atingirem uma umidade 2% acima da ótima e (v) na umidade ótima e foram secos até atingirem uma umidade 2% abaixo da ótima.

Observa-se que, após a construção do pavimento, podem ocorrer variações positivas ou negativas do teor de umidade, tomando-se como referência a umidade ótima de compactação. Com o objetivo de simular tal fenômeno, foram realizados, em corpos de prova compactados na umidade ótima, ensaios triaxiais cíclicos após umedecimento ou após secagem.

No processo de umedecimento, após 24 horas de moldagem, os corpos de prova foram retirados da câmara úmida e o seu umedecimento foi realizado pelo posicionamento de uma pedra porosa saturada na sua face inferior. Já na face superior do CP foi colocado um papel filtro mantido permanentemente umedecido. Aguardou-se o tempo necessário até que o corpo de prova atingisse a umidade desejada.

Tanto no processo de secagem quanto no de umedecimento, o controle da perda ou ganho de umidade foi realizado com o acompanhamento da variação da massa do corpo de prova. Ao se atingir a massa desejada, os corpos de prova preparados, segundo as condições descritas anteriormente, foram envolvidos com várias camadas de filme plástico, sendo depois embalados em sacos plásticos e colocados em câmara úmida, por no mínimo 24 horas antes da realização dos ensaios, para a homogeneização da umidade. Após esse período, os corpos de provas foram submetidos ao ensaio de módulo de resiliência. A Figura 28 ilustra alguns detalhes desse procedimento.

Figura 28 – Corpo de prova submetido ao processo de umedecimento.



FONTE: Própria autora (2013).

No processo de secagem, os corpos de prova após 24 horas de moldagem, foram retirados da câmara úmida e secos ao ar. Após essa exposição ao ar, aguardou-se o tempo necessário até que o corpo de prova atingisse a umidade desejada.

3.5.4. Análises Computacionais para Cálculo das Deflexões e Tensões com a Variação da Umidade – Etapa 3

Na terceira etapa do trabalho, com os dados de variação de umidade, foram realizadas análises computacionais, com o CAP3D e o SisPav, para o cálculo das deflexões e tensões horizontais e verticais. Os resultados dos ensaios de MR foram utilizados para comparar as análises realizadas no CAP3D com as obtidas pelo SisPav. Investigam-se ainda os efeitos da variação da umidade dos solos nas análises considerando a não linearidade e compararam-se com os resultados obtidos com os provenientes de análises elásticas lineares.

3.5.5. Influência da Variação da Umidade nos Dimensionamentos Empírico e Mecânico-Empírico dos Pavimentos – Etapa 4

Finalmente, na quarta etapa, de posse dos resultados do CBR e do MR em diferentes condições de umidade, foi investigada a influência da variação da umidade no dimensionamento dos pavimentos do município de Caucaia/CE.

3.6. Considerações Finais

O presente capítulo apresentou o processo de escolha e a descrição dos materiais estudados na região de Caucaia/CE. Ainda neste capítulo, foi descrita a metodologia e o programa experimental, incluindo a caracterização, o procedimento de avaliação do comportamento mecânico dos materiais sob a influência da variação da umidade e a citação das normas para a realização dos ensaios laboratoriais. Desse modo, todas as quatro etapas do trabalho foram explicadas para que o leitor tivesse uma visão geral do procedimento adotado nesta pesquisa.

No Capítulo que se segue serão apresentados e discutidos todos os resultados dos experimentos executados, a partir da metodologia aqui descrita, buscando a utilização dos resultados dos ensaios de CBR no dimensionamento empírico e os resultados dos ensaios de MR na análise e em um dimensionamento mecânico-empírico.

CAPÍTULO 4

4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1. Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios executados nas 5 amostras, sendo 4 dessas amostras (01, 02, 03 e 04), solos coletados na região de Caucaia/CE e a quinta amostra composta pela mistura de 65% de brita e 35% da amostra 04.

Inicialmente, são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização, tais como: densidade real, granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade e classificação TRB dos solos. Caracterizaram-se, ainda, os agregados que foram utilizados na composição da mistura de solo-brita (amostra 05), do qual se obteve a granulometria, a abrasão Los Angeles e o índice de forma.

Em seguida, é analisado o comportamento mecânico dos materiais sob a influência da variação da umidade, pelos ensaios de compactação, CBR e MR. Mostra-se, ainda, como a variação da umidade de compactação e pós-compactação influenciaram nos resultados do MR.

Finalmente, apresenta-se a modelagem do MR em função do estado de tensão para diferentes umidades de compactação e de pós-compactação, bem como a verificação da eficiência de alguns modelos matemáticos para avaliar o comportamento deste parâmetro em função da variação da umidade.

4.2. Resultados da Caracterização dos Solos e da Mistura Solo-Brita

4.2.1. Densidade Real

A densidade real depende da quantidade e dos tipos de minerais presentes no solo. Os valores obtidos nesse ensaio são mostrados na Tabela 11.

Tabela 11 – Densidade Real das amostras de solo deste estudo.

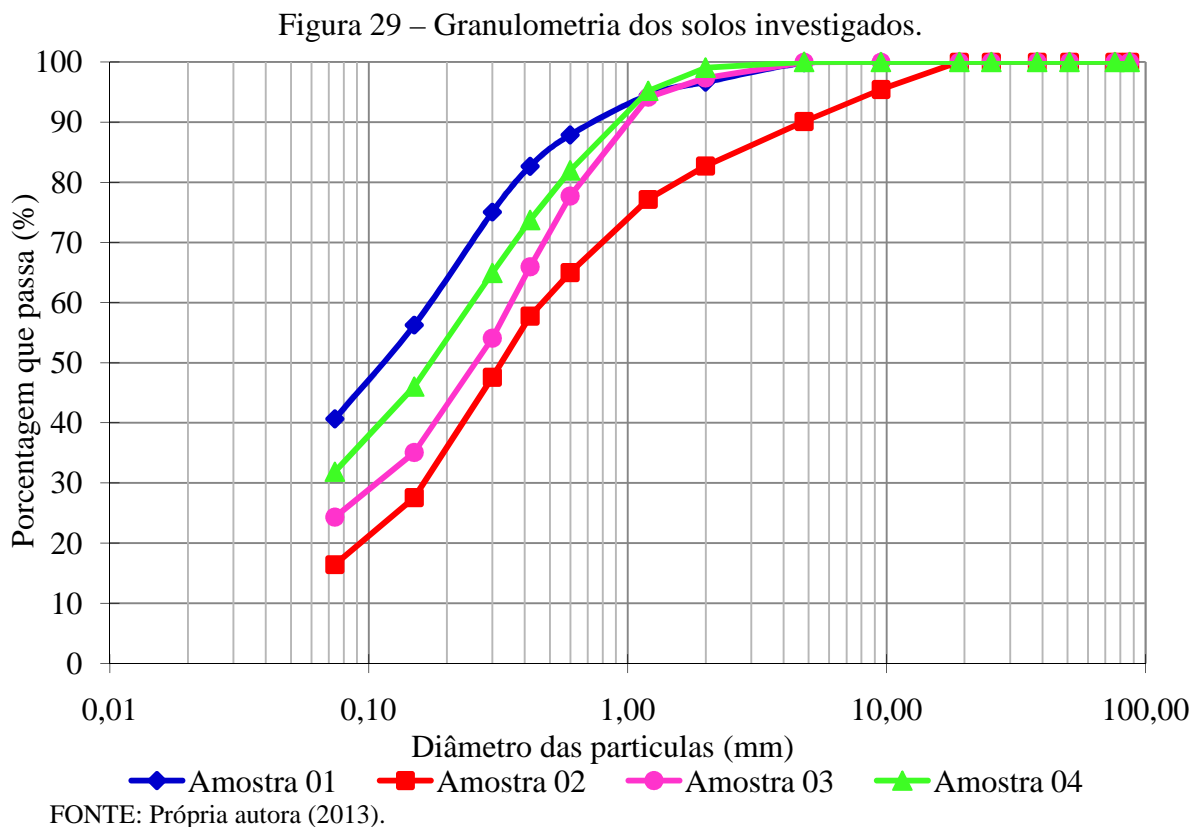
Amostra	01	02	03	04
Densidade Real	2,65	2,59	2,53	2,56

FONTE: Própria autora (2013).

Observando a Tabela 11 percebe-se que os valores de massa específica variaram de $2,53 \text{ g/cm}^3$ a $2,65 \text{ g/cm}^3$. Os baixos valores encontrados podem indicar a predominância de minerais secundários, resultantes da fragmentação de rochas por agentes químicos, natural dos siltes finos e das argilas, ou pela pequena incidência de ferro e/ou alumínio nos solos ensaiados.

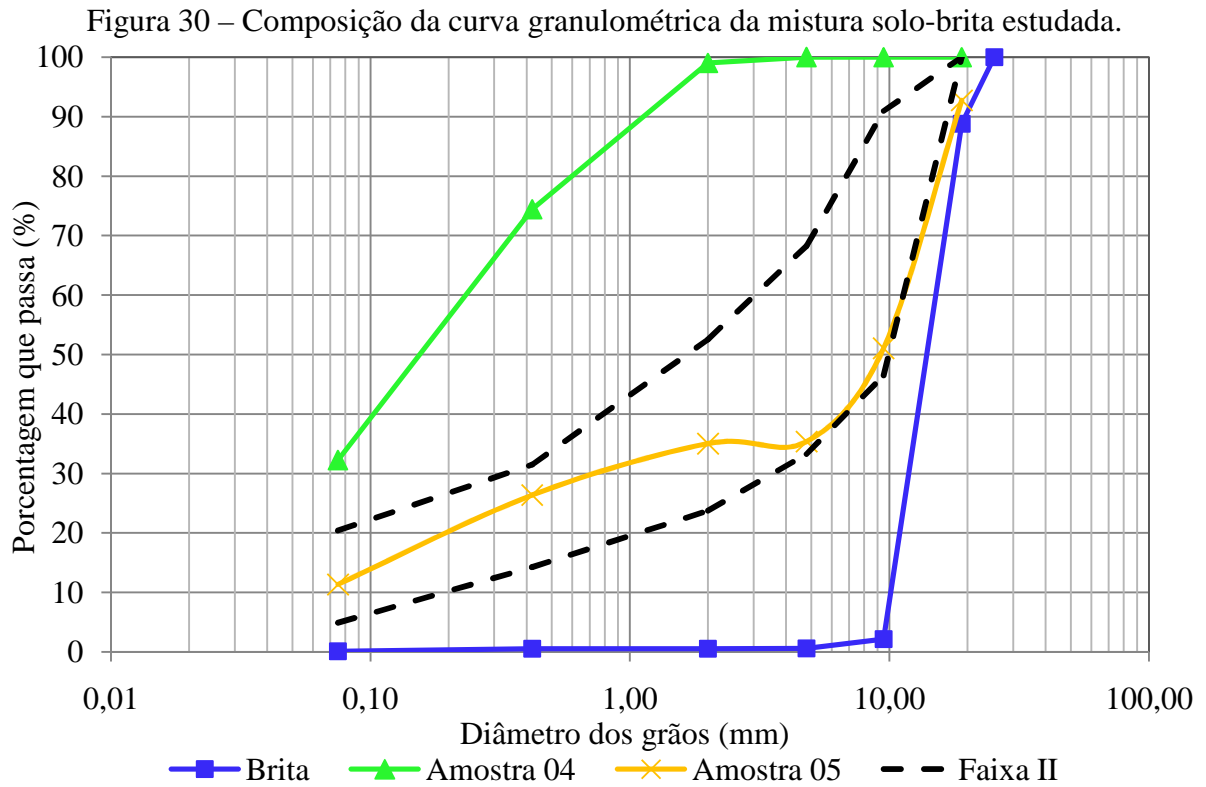
4.2.2. Granulometria

De posse dos resultados dos ensaios de granulometria, foram elaboradas as curvas granulométricas dos solos 01, 02, 03 e 04. Observando a Figura 29 percebeu-se que esses solos possuem uma granulometria mais fina com 97%, 83%, 97% e 99%, respectivamente, das partículas dos solos passando na peneira de abertura nominal igual a 2 mm.



Para elaboração da mistura solo-brita fabricou-se, em laboratório, a quinta amostra, uma mistura com 35% de solo (amostra 04) + 65% de brita. Essa amostra foi selecionada para ser usada na estabilização por apresentar o maior valor no ensaio de CBR (39,5%). A curva de projeto dessa mistura, mostrada na Figura 30, se enquadrava na faixa II

(DER/SP, 2006) que permite um tráfego com N igual ou superior a 1×10^7 . A utilização do solo-brita representa uma solução típica que vem sendo adotada, com frequência, pelo DER/CE para base de pavimento.



FONTE: Própria autora (2013).

4.2.3. Limite de Liquidez (LL) e Índice de Plasticidade (IP)

Os resultados dos valores de LL e IP são apresentados na Tabela 12. De posse desses resultados e da granulometria, as amostras dos solos foram classificadas segundo a classificação TRB, também mostrada na Tabela 12.

Tabela 12 – Valores dos LL, IP e classificação TRB dos solos estudados.

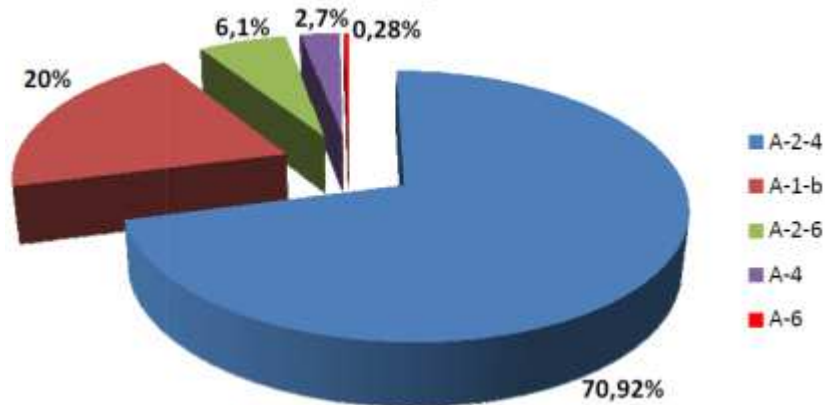
Amostra	LL (%)	IP (%)	TRB
01	19,5	3,0	A-4
02	NL	NP	A-2-4
03	NL	NP	A-2-4
04	NL	NP	A-2-4

FONTE: Própria autora (2013).

Ribeiro *et al.* (2012) analisaram 113 pontos no município de Caucaia concentrados ao longo da BR-222 e verificaram que 70,9% dos solos desses pontos, no que se refere à classificação TRB, pertencem ao subgrupo A-2-4 (grupo A-2) e apenas 2,7% correspondem ao grupo A-4. A Figura 31 mostra esses percentuais referentes às classes TRB obtidas para os 113 pontos referidos conforme a pesquisa conduzida por esses autores.

Verifica-se que todos os solos se enquadram nos parâmetros convencionais de consistência exigidos para execução de bases e sub-bases de pavimentos rodoviários ($LL \leq 25\%$ e $IP \leq 6\%$). Observa-se, ainda, que 75% dos solos estudados nesta pesquisa pertencem ao subgrupo A-2-4 que caracteriza bem os solos que ocorrem no município de Caucaia.

Figura 31 – Distribuição dos 113 solos, estudados por Ribeiro *et al.* (2012), em função da classificação TRB.



FONTE: Ribeiro *et al.* (2012).

4.2.4. *Abrasão Los Angeles*

O ensaio de perda de massa por abrasão Los Angeles analisa a resistência ao desgaste do material. O desgaste induzido ao material durante o ensaio tenta simular a ação do tráfego atuando sobre os agregados. A abrasão encontrada para a brita que foi utilizada na estabilização da amostra 04 foi de 39%. A NBR 11804 (1991) delimita que sub-bases e bases estabilizadas granulometricamente devem apresentar valores máximos de abrasão de 55%. Assim, o material analisado nesta pesquisa mostrou-se dentro dos parâmetros exigidos, podendo ser aplicado para fins de pavimentação.

4.2.5. *Índice de Forma*

Na construção de pavimentos, procura-se utilizar agregados cúbicos, uma vez que os de formas lamelares se fracionam facilmente quando submetidos aos esforços gerados pelo tráfego, causando uma série de defeitos no pavimento, dentre elas o afundamento.

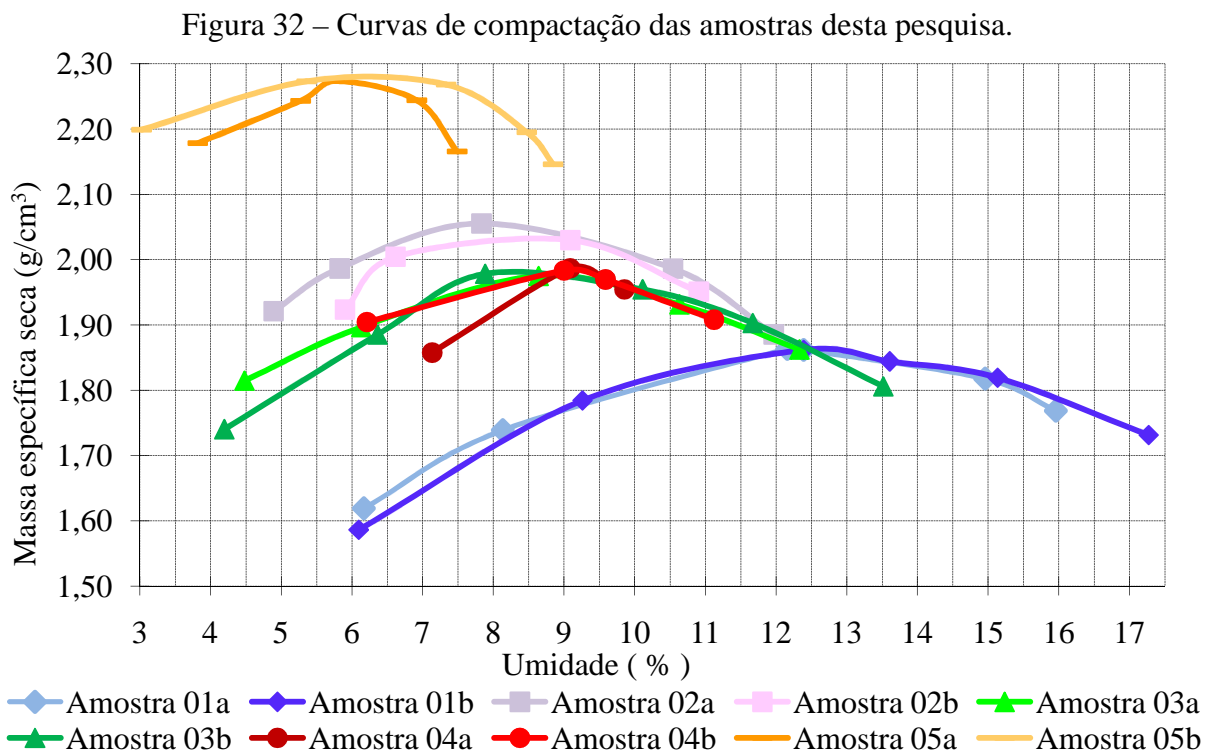
O índice de forma encontrado para o agregado que será utilizado na estabilização da amostra 04 foi de 0,87, o que o enquadra como sendo de forma cúbica.

4.3. Resultados das Propriedades Mecânicas dos Solos e da Mistura Solo-Brita

Apresentam-se a seguir os resultados da influência exercida pela umidade nas propriedades mecânicas dos materiais em estudo.

4.3.1. Compactação

Foram realizados, no mínimo, dois ensaios (a e b) de compactação para cada amostra de solo e para o solo-brita, como apresenta a Figura 32. A finalidade do procedimento de compactação duplo foi assegurar os resultados da umidade ótima e da massa específica aparente seca de cada amostra. Quando os resultados dos dois corpos de prova apresentavam resultados discrepantes, um terceiro ensaio era realizado e o resultado discrepante era descartado.



FONTE: Própria autora (2013).

A Tabela 13 apresenta a média da umidade ótima ($h_{ót}$) e da massa específica aparente seca máxima (MEAS) que foram obtidas nos ensaios de compactação das amostras 01, 02, 03, 04 e 05.

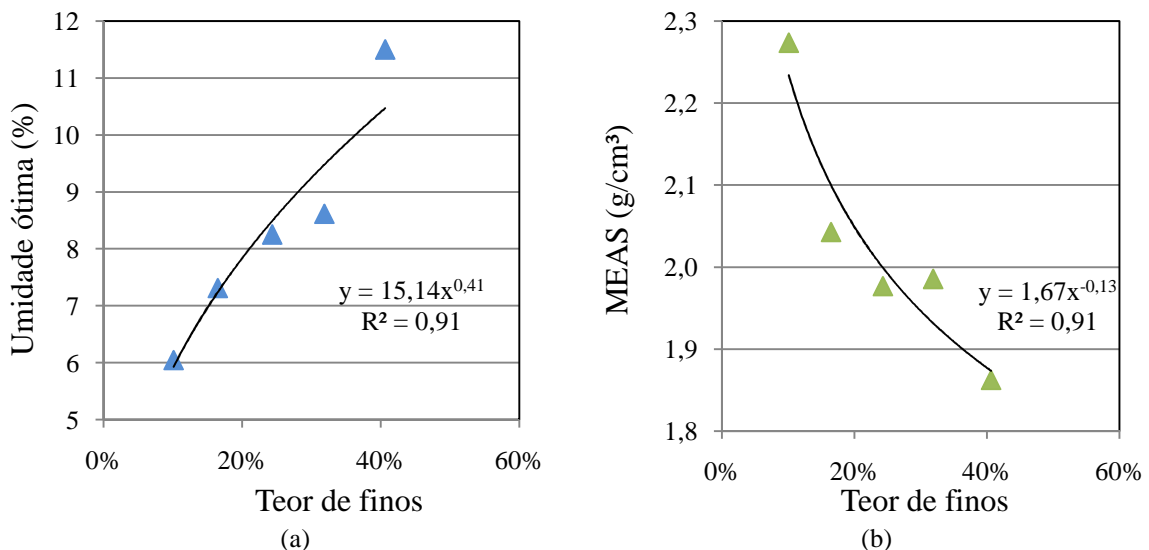
Tabela 13 – Resultados das médias (dois ensaios) das umidades ótimas e das massas específicas secas máximas para as amostras ensaiadas.

Amostra	$h_{ót}$ (%)	MEAS (g/cm^3)
01	11,5	1,862
02	7,3	2,043
03	8,3	1,977
04	8,6	1,985
05	6,1	2,273

FONTE: Própria autora (2013).

A Figura 33 (a) e (b) relacionam, respectivamente, umidade ótima e massa específica seca máxima com o teor de finos (porcentagem de material que passa na peneira 0,075 mm) presente nas quatro amostras de solo e do solo-brita.

Figura 33 – (a) Teor de finos *versus* umidade ótima e (b) Teor de finos *versus* MEAS.



FONTE: Própria autora (2013).

Analisando o comportamento das amostras apresentadas na Figura 33, observa-se que a umidade ótima e a massa específica seca máxima aumentam e diminuem, respectivamente, com a porcentagem de material que passa na peneira de N^o 200 (argila e silte) presente na amostra. A amostra 05, composta de 65% de brita e 35% da amostra 04,

apresentou a menor umidade ótima e a maior massa específica seca máxima das amostras estudadas. Este comportamento já foi observado por Luz (2003) quando utilizou brita para base estabilizada granulometricamente que se enquadrava na faixa F do DER-SP.

Avaliou-se, ainda, a existência de relações entre a umidade ótima e massa específica seca máxima com teor de finos dos solos, à semelhança do proposto pela AASHTO (NCHRP 1-37A, 2004). Os resultados mostraram uma boa correlação entre a umidade ótima e o teor de finos e entre a massa específica seca máxima e o teor de finos, cujo coeficiente de determinação R^2 , para os dois casos, foi igual a 0,91.

4.3.2. CBR e Expansão

Conforme explicado no item 3.5.3.2, determinou-se o CBR dos corpos de prova ensaiados nas seguintes condições: (i) imediatamente após a moldagem, sem imersão (W_{SI}); (ii) após 24 horas de imersão (W_{24h}) e (iii) após 4 dias de imersão (W_{96h}). A expansão foi verificada nos corpos de prova submetidos a 24 horas de imersão (W_{24h}) e após 4 dias de imersão (W_{96h}). A Tabela 14 exhibe os resultados das médias das expansões nestas condições.

Tabela 14 – Resultados das médias das expansões para as amostras ensaiadas.

Amostra	Expansão 24h (%)	Expansão 96h (%)
01	0,06	0,07
02	0,04	0,02
03	0,01	0,02
04	0,04	0,05
05	0,00	0,00

FONTE: Própria autora (2013).

Todas as amostras apresentaram valores baixos de expansão. Verificou-se que estes valores atenderam aos limites estabelecidos pelo DER/CE, menores de 0,5%, para o uso desses materiais em camadas granulares de base dos pavimentos rodoviários em todos os casos ensaiados. Observando-se a Tabela 14, verifica-se uma tendência de um leve aumento dos valores de expansão com o aumento dos dias de imersão. No entanto, com a amostra 02 ocorreu tendência de um leve decréscimo. Destaque-se que as alterações dos valores absolutos da expansão, com o aumento do tempo de imersão, não foram significativas para efeito de comparação. Pode-se até afirmar que esses valores são praticamente os mesmos, pois sabe-se

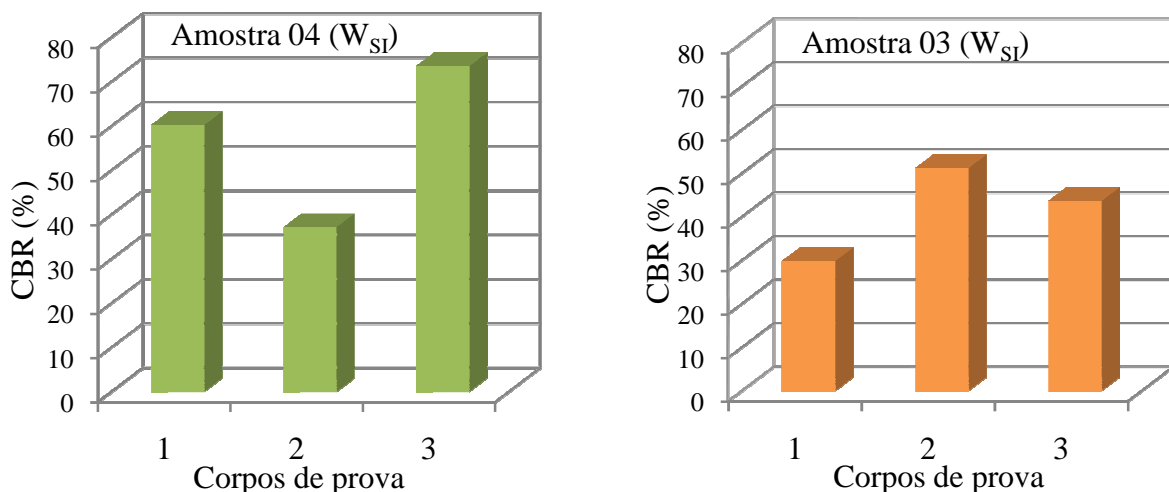
das variações que estão intrinsecamente ligadas ao processo de execução dos ensaios de laboratório.

Vale destacar que a amostra 02 foi ensaiada inicialmente na energia intermediária, para ser utilizada como material de sub-base pelo método empírico do DNIT, no entanto o resultado de 9% de CBR, proveniente da média de 3 ensaios, fez com que a amostra passasse a ser considerada como subleito. Testou-se, então, esse material na energia normal, para ser utilizado como subleito, e se obteve resultado de CBR, média de 3 ensaios, igual a 37%. Esse resultado contrariou as expectativas dos resultados dos valores de CBR com a variação da energia de compactação. Ressalte-se que a autora do presente trabalho realizou todas as repetições com o máximo de cuidado e cautela, estando devidamente treinada para tal atividade, para que assim fosse eliminada a questão da repetibilidade dos dados. Verificaram-se, ainda, os equipamentos e prensa, mas constatou-se que eles estavam todos em ordem e devidamente calibrados.

Souza Junior (2005) relatou que o uso de uma energia muito intensa poderá degradar o material, alterando a sua estrutura e, conseqüentemente, o comportamento do mesmo quando submetido à sollicitação do tráfego. No entanto, esse argumento foi utilizado quando se testava energias maiores, como a intermodificada (39 golpes) e a modificada.

As variações obtidas nos resultados dos ensaios de CBR tornaram necessária a execução de um total de 52 corpos de prova divididos entre as 5 amostras que foram ensaiadas. A Figura 34 exemplifica a variabilidade encontrada nos resultados, mesmo mantendo-se as mesmas condições para execução de todos os ensaios.

Figura 34 – Exemplo da variabilidade dos resultados do ensaio CBR.



FONTE: Própria autora (2013).

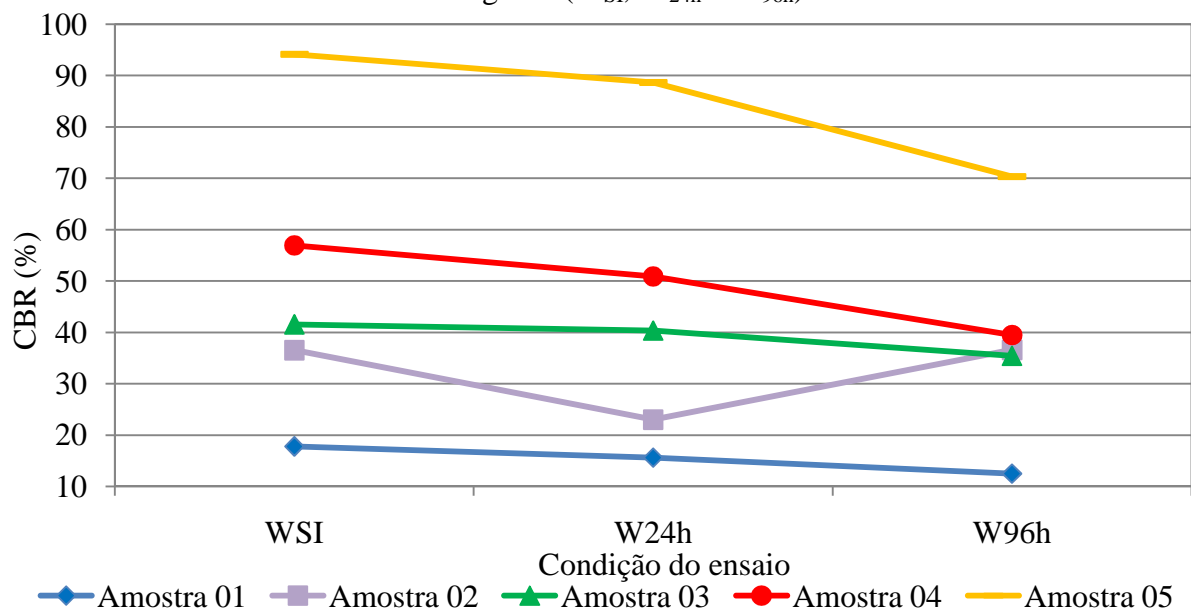
Ao observar os valores de CBR das amostras 04 e 03, apresentados na Figura 34, verificou-se que esse ensaio não apresenta muita precisão, visto que existe uma variação considerável de uma repetição para outra, mesmo quando se mantêm as mesmas condições de compactação e de umidade associadas à execução do ensaio. Tal fato ocorreu na maioria das amostras ensaiadas.

Essa mesma observação foi relatada por Pinto (1964) *apud* Luz (2003), em que o autor ensaiou amostras de solos arenosos e argilosos, sendo 12 corpos de prova para cada amostra. O autor obteve resultados de CBR com valores variando de 15% a 60% e com coeficiente de variação destes de 6% a 30%. No entanto, o autor ressaltou que para o ensaio CBR esse coeficiente de variação não compromete a aplicação do mesmo para avaliação da qualidade de suporte do material utilizado em pavimentação.

Nogami (1972) também relatou tal fato, ao estudar correlações entre os valores de Mini-CBR e CBR, considerando os solos típicos do Estado de São Paulo. Luz (2003) também constatou tal variação ao analisar os resultados do ensaio CBR realizado em condições variadas de umidade pós-compactação. Souza Junior (2005) também apontou variação nos resultados dos ensaios de CBR ao estudar o efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do estado do Ceará.

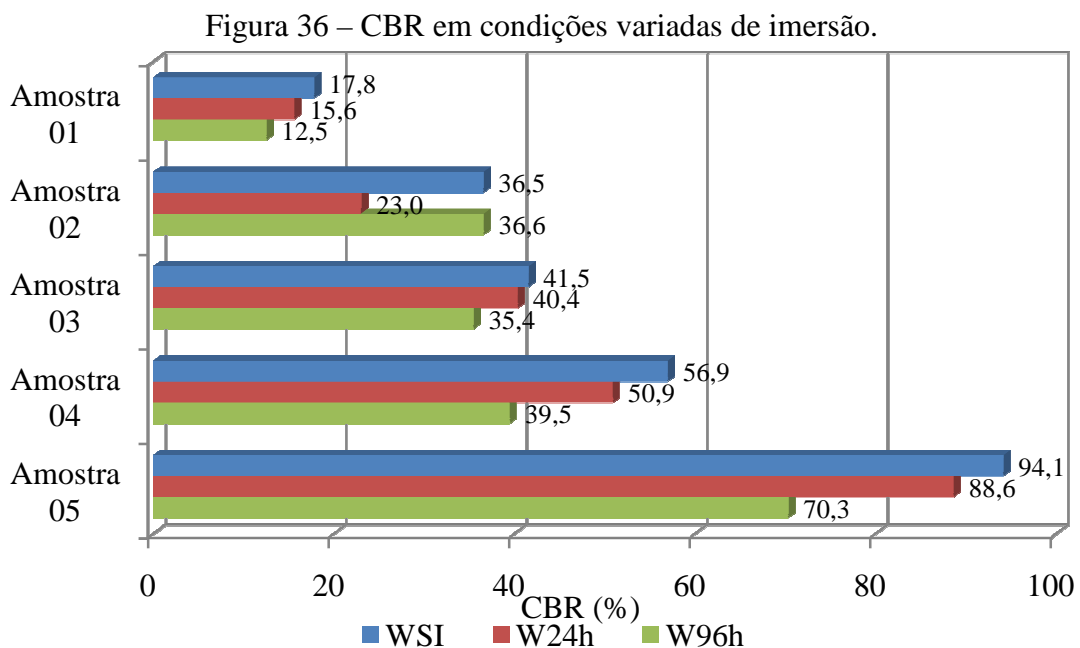
Neste contexto, resolveu-se adotar a média de 3 ensaios, realizados nas mesmas condições para cálculo do CBR. A Figura 35 exhibe os resultados desses ensaios para as amostras 01, 02, 03, 04 e 05, para as três situações de umidade estudadas nesta pesquisa.

Figura 35 – Resultado da média de 3 ensaios de CBRs das amostras nas umidades investigadas (W_{SI} , W_{24h} e W_{96h}).



FONTE: Própria autora (2013).

Ao analisar a Figura 35, percebe-se mais uma vez que a amostra 02 apresentou um resultado, média de três ensaios, discrepante, em que o valor do CBR após 24 horas de imersão apresentou uma redução e após quatro dias de imersão se comportou da mesma forma que o material sem imersão. Levando-se em consideração as três condições de umidade em que os corpos de prova foram analisados, observa-se também, através da Figura 36, que para todos os períodos de imersão a diferença relativa do valor do CBR em relação aos corpos de prova sem imersão para a maioria das amostras ensaiadas não foi considerável.



Com o objetivo de analisar a influência da umidade no índice de suporte CBR, apresenta-se na Tabela 15 a variação relativa deste ensaio sob condições variadas de umidade (sem imersão, após 24 horas de imersão e após 4 dias de imersão), a partir dos resultados do CBR sem imersão. Cabe destacar que os valores negativos referem-se à redução do índice de suporte CBR em relação ao resultado do ensaio obtido após rompimento sem imersão.

Tabela 15 – Variação relativa do CBR (%) para condições variadas de umidade, tendo como referência CBR sem imersão.

Amostra	W _{SI} (%)	W _{24h} (%)	W _{96h} (%)
01	0	-12	-30
02	0	-37	0
03	0	-3	-15
04	0	-11	-31
05	0	-6	-25

FONTE: Própria autora (2013).

A amostra 02 apresentou queda do valor do CBR de cerca de 37% do período sem imersão para o período após 24 horas de imersão. Já após 4 dias de imersão a amostra apresentou CBR igual ao apresentado pela amostra sem imersão. Devido aos problemas apresentados pela amostra 02, e já citados anteriormente, optou-se em descartá-la. Resolveu-se registrar no presente texto os resultados obtidos para essa amostra para que no futuro se possa fazer uma análise mais minuciosa da mesma.

Recomenda-se que os valores dos CBRs das amostras 01, 03, 04 e 05 não devem ser utilizados na comparação do comportamento dos materiais, visto que a variação relativa do CBR para esses materiais é muito pequena, conforme discutido anteriormente, situando-se no intervalo de variação da dispersão dos ensaios. Assim, pode-se considerar que as respectivas variações devem ser desconsideradas. Os resultados de CBR para as condições variadas de imersão das amostras 01, 03, 04 e 05 encontram-se dentro da dispersão esperada para tal ensaio ($\pm 30\%$). Assim, pode-se admitir, nesses casos, que praticamente não há diferença entre os resultados sem imersão, após 24 horas de imersão e após 4 dias de imersão. Conclui-se que esses materiais se comportam bem com a presença de umidade à luz do ensaio CBR.

Dessa forma, pode-se afirmar que os resultados sob as condições de umidade impostas para os solos pouco diferem dos resultados apresentados para o ensaio sem imersão. Resultados similares também foram obtidos por Luz e Parreira (2003).

4.3.3. Módulo de resiliência

Os ensaios triaxiais cíclicos, que permitem obter o módulo de resiliência, foram realizados com a finalidade de investigar o comportamento da deformabilidade das camadas granulares e do subleito quando submetidos à variação da umidade de compactação e pós-compactação.

Para a realização desses ensaios, os corpos de prova foram moldados por compactação dinâmica, em 10 camadas, em cilindro tripartido, de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. A fase de condicionamento e o ensaio propriamente dito foram realizados conforme estabelecido no item 3.5.3.3 do Capítulo 3.

4.3.4. Modelagem do Módulo de Resiliência dos Materiais Geotécnicos em Função do Estado de Tensão

Conforme descrito no Capítulo 3, os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados visando à determinação dos módulos de resiliência dos materiais granulares pesquisados em diferentes condições de umidade (na compactação e na pós-compactação).

Na modelagem da variação do MR com o estado de tensão foram avaliados os desempenhos de cinco modelos, com expressões que levam em consideração o efeito da tensão confinante (Equação 6), do primeiro invariante de tensão (Equação 7), da tensão desvio (Equação 8), das tensões confinante e desvio simultaneamente (Equação 9) e do primeiro invariante de tensões e tensão de cisalhamento octaédrica simultaneamente (Equação 10).

Para a obtenção dos parâmetros referentes às Equações 9 e 10, os dados obtidos nos ensaios foram submetidos ao processamento pelo programa LAB Fit Ajuste de Curvas (SILVA *et al.*, 2004), desenvolvido para tratamento e análise de dados experimentais.

A escolha de um modelo que descreva, com a maior fidelidade possível, o comportamento resiliente de um solo é de fundamental importância para a avaliação correta da deformabilidade do material. Adotou-se o valor do coeficiente de determinação (R^2) obtido dos modelos como critério para a medida de adequação de cada um deles na representação da variação do MR com o estado de tensão.

A utilização de diferentes modelos resilientes pode conduzir a uma grande variação nos resultados. Para a avaliação dos efeitos da variação da umidade nas propriedades dos materiais que constituem a camada do pavimento e o subleito, torna-se necessária a escolha do modelo que melhor represente o material.

As Tabelas 16, 17, 18 e 19 apresentam os valores dos parâmetros de regressão e os coeficientes de determinação (R^2) para os materiais 01, 03, 04 e 05, respectivamente, compactados na umidade: (a) 2% abaixo da ótima ($W_{ót-2\%}$), (b) ótima ($W_{ót}$) e (c) 2% acima da ótima ($W_{ót+2\%}$). As Tabelas 16, 17, 18 e 19 apresentam também os valores dos parâmetros de regressão e os coeficientes de determinação (R^2) para as amostras 01, 03, 04 e 05, respectivamente, compactadas na umidade ótima: (d) secos até 2% abaixo da ótima ($W_{ót-2\%}$ pós) e (e) umedecidos até 2% acima da ótima ($W_{ót+2\%}$ pós). Apresentam-se, ainda, os MRs médios das amostras ensaiadas. Ressalta-se, que como recomenda a AASHTO T 307-99, para o ajuste dos modelos foram considerados no mínimo 11 dos 18 pares de tensão utilizados no ensaio triaxial cíclico.

Tabela 16 – Equações do MR dos solos e coeficientes de determinação para diferentes teores de umidade da amostra 01.

Equação	$M_R W_{ót-2\%}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$254,1 \cdot \sigma_3^{-0,001}$	0,00	259
7	$235,6 \cdot \theta^{-0,061}$	0,05	
8	$194,2 \cdot \sigma_d^{-0,120}$	0,26	
9	$306,2 \cdot \sigma_3^{0,357} \cdot \sigma_d^{-0,371}$	0,75	
10	$107,9 \cdot \theta^{0,435} \cdot \tau_{oct}^{-0,468}$	0,62	
Equação	$M_R W_{ót}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$236,7 \cdot \sigma_3^{-0,029}$	0,01	223
7	$209,7 \cdot \theta^{-0,035}$	0,01	
8	$168,3 \cdot \sigma_d^{-0,124}$	0,15	
9	$224,7 \cdot \sigma_3^{0,308} \cdot \sigma_d^{-0,397}$	0,55	
10	$85,1 \cdot \theta^{0,425} \cdot \tau_{oct}^{-0,501}$	0,56	
Equação	$M_R W_{ót+2\%}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$387,5 \cdot \sigma_3^{0,263}$	0,64	187
7	$247,8 \cdot \theta^{0,241}$	0,58	
8	$263,1 \cdot \sigma_d^{0,161}$	0,37	
9	$406,0 \cdot \sigma_3^{0,250} \cdot \sigma_d^{0,035}$	0,66	
10	$227,0 \cdot \theta^{0,368} \cdot \tau_{oct}^{-0,084}$	0,66	
Equação	$M_R W_{ót-2\%}$ pós (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$258,2 \cdot \sigma_3^{-0,190}$	0,24	440
7	$326,7 \cdot \theta^{-0,268}$	0,42	
8	$224,6 \cdot \sigma_d^{-0,341}$	0,69	
9	$223,3 \cdot \sigma_3^{0,131} \cdot \sigma_d^{-0,527}$	0,80	
10	$115,3 \cdot \theta^{0,172} \cdot \tau_{oct}^{-0,560}$	0,79	
Equação	$M_R W_{ót+2\%}$ pós (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$249,0 \cdot \sigma_3^{0,191}$	0,36	147
7	$178,9 \cdot \theta^{0,171}$	0,31	
8	$184,0 \cdot \sigma_d^{0,108}$	0,18	
9	$258,8 \cdot \sigma_3^{0,207} \cdot \sigma_d^{-0,009}$	0,34	
10	$175,2 \cdot \theta^{0,229} \cdot \tau_{oct}^{-0,035}$	0,32	

FONTE: Própria autora (2013).

Com os resultados exibidos na Tabela 16 é possível perceber que o modelo composto, representado pela Equação (9), e o modelo universal não linear, representado pela Equação (10), são os que melhor representaram o MR da amostra 01 dentre os 5 modelos analisados. É possível destacar, ainda, que os materiais mais secos são mais bem representados por esses modelos.

Na Tabela 16 é possível perceber também que os cinco modelos estudados nessa pesquisa não apresentam uma boa representação para amostra 01, quando submetida ao

processo de umedecimento pós-compactação, visto que os resultados de MR nessa condição apresentaram-se praticamente constantes, sendo mais bem representados pelo valor médio.

Tabela 17 – Equações do MR dos solos e coeficientes de determinação para diferentes teores de umidade da amostra 03.

Equação	$M_R W_{ót-2\%}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$451,6 \cdot \sigma_3^{0,096}$	0,13	354
7	$366,9 \cdot \theta^{0,048}$	0,03	
8	$312,1 \cdot \sigma_d^{-0,060}$	0,04	
9	$463,0 \cdot \sigma_3^{0,367} \cdot \sigma_d^{-0,370}$	0,78	
10	$131,9 \cdot \theta^{0,587} \cdot \tau_{oct}^{-0,594}$	0,80	
Equação	$M_R W_{ót}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$606,6 \cdot \sigma_3^{0,284}$	0,59	277
7	$356,3 \cdot \theta^{0,222}$	0,39	
8	$338,3 \cdot \sigma_d^{0,101}$	0,11	
9	$667,9 \cdot \sigma_3^{0,496} \cdot \sigma_d^{-0,228}$	0,80	
10	$154,2 \cdot \theta^{0,787} \cdot \tau_{oct}^{-0,518}$	0,82	
Equação	$M_R W_{ót+2\%}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$127,6 \cdot \sigma_3^{-0,101}$	0,14	174
7	$136,5 \cdot \theta^{-0,169}$	0,34	
8	$104,1 \cdot \sigma_d^{-0,216}$	0,63	
9	$106,4 \cdot \sigma_3^{0,072} \cdot \sigma_d^{-0,299}$	0,70	
10	$70,2 \cdot \theta^{0,117} \cdot \tau_{oct}^{-0,344}$	0,71	
Equação	$M_R W_{ót-2\%}$ pós (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$661,2 \cdot \sigma_3^{0,283}$	0,64	302
7	$392,1 \cdot \theta^{0,227}$	0,44	
8	$379,6 \cdot \sigma_d^{0,113}$	0,15	
9	$729,0 \cdot \sigma_3^{0,464} \cdot \sigma_d^{-0,189}$	0,82	
10	$187,8 \cdot \theta^{0,738} \cdot \tau_{oct}^{-0,461}$	0,83	
Equação	$M_R W_{ót+2\%}$ pós (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$408,7 \cdot \sigma_3^{0,260}$	0,63	198
7	$255,5 \cdot \theta^{0,218}$	0,47	
8	$254,0 \cdot \sigma_d^{0,119}$	0,20	
9	$438,6 \cdot \sigma_3^{0,376} \cdot \sigma_d^{-0,117}$	0,73	
10	$149,2 \cdot \theta^{0,603} \cdot \tau_{oct}^{-0,343}$	0,75	

FONTE: Própria autora (2013).

Tabela 18 – Equações do MR dos solos e coeficientes de determinação para diferentes teores de umidade da amostra 04.

Equação	$M_R W_{ót-2\%}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$393,5 \cdot \sigma_3^{0,072}$	0,05	
7	$320,8 \cdot \theta^{0,001}$	0,00	
8	$265,4 \cdot \sigma_d^{-0,083}$	0,09	328
9	$454,7 \cdot \sigma_3^{0,437} \cdot \sigma_d^{-0,400}$	0,72	
10	$109,0 \cdot \theta^{0,684} \cdot \tau_{oct}^{-0,646}$	0,73	
Equação	$M_R W_{ót}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$597,9 \cdot \sigma_3^{0,252}$	0,57	
7	$373,0 \cdot \theta^{0,196}$	0,37	
8	$355,1 \cdot \sigma_d^{0,088}$	0,11	298
9	$680,2 \cdot \sigma_3^{0,460} \cdot \sigma_d^{-0,209}$	0,81	
10	$197,1 \cdot \theta^{0,640} \cdot \tau_{oct}^{-0,399}$	0,76	
Equação	$M_R W_{ót+2\%}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$426,4 \cdot \sigma_3^{0,222}$	0,48	
7	$290,8 \cdot \theta^{0,200}$	0,41	
8	$300,5 \cdot \sigma_d^{0,127}$	0,23	230
9	$727,8 \cdot \sigma_3^{0,493} \cdot \sigma_d^{-0,194}$	0,84	
10	$236,6 \cdot \theta^{0,350} \cdot \tau_{oct}^{-0,134}$	0,50	
Equação	$M_R W_{ót-2\%}$ pós (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$721,2 \cdot \sigma_3^{0,024}$	0,01	
7	$631,4 \cdot \theta^{-0,083}$	0,00	
8	$580,4 \cdot \sigma_d^{-0,081}$	0,11	682
9	$805,6 \cdot \sigma_3^{0,344} \cdot \sigma_d^{-0,406}$	0,73	
10	$268,0 \cdot \theta^{0,488} \cdot \tau_{oct}^{-0,542}$	0,75	
Equação	$M_R W_{ót+2\%}$ pós (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$501,6 \cdot \sigma_3^{0,210}$	0,40	
7	$340,0 \cdot \theta^{0,170}$	0,24	
8	$318,5 \cdot \sigma_d^{0,061}$	0,03	288
9	$539,5 \cdot \sigma_3^{0,429} \cdot \sigma_d^{-0,263}$	0,69	
10	$142,6 \cdot \theta^{0,682} \cdot \tau_{oct}^{-0,520}$	0,71	

FONTE: Própria autora (2013).

Com os resultados apresentados nas Tabelas 17 e 18 é possível perceber que o modelo composto, representado pela Equação (9), seguido do modelo universal não linear, representado pela Equação (10), foram os que apresentaram melhor capacidade de representação do comportamento resiliente das amostras 03 e 04, respectivamente, mesmo submetidos às umidades de compactação e pós-compactação diferentes das preconizadas.

Tabela 19 – Equações do MR dos solos e coeficientes de determinação para diferentes teores de umidade da amostra 05.

Equação	$M_R W_{ót-2\%}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$1054,5 \cdot \sigma_3^{0,271}$	0,45	506
7	$627,8 \cdot \theta^{0,203}$	0,26	
8	$574,8 \cdot \sigma_d^{0,073}$	0,05	
9	$1161,4 \cdot \sigma_3^{0,530} \cdot \sigma_d^{-0,296}$	0,74	
10	$233,7 \cdot \theta^{0,836} \cdot \tau_{oct}^{-0,602}$	0,74	
Equação	$M_R W_{ót}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$362,3 \cdot \sigma_3^{0,004}$	0,00	363
7	$358,1 \cdot \theta^{-0,002}$	0,00	
8	$353,5 \cdot \sigma_d^{-0,007}$	0,00	
9	$371,8 \cdot \sigma_3^{0,024} \cdot \sigma_d^{-0,184}$	0,00	
10	$378,1 \cdot \theta^{-0,037} \cdot \tau_{oct}^{0,028}$	0,00	
Equação	$M_R W_{ót+2\%}$ (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$315,7 \cdot \sigma_3^{0,000}$	0,00	317
7	$319,7 \cdot \theta^{0,010}$	0,01	
8	$333,9 \cdot \sigma_d^{0,027}$	0,03	
9	$323,9 \cdot \sigma_3^{-0,035} \cdot \sigma_d^{0,058}$	0,07	
10	$370,0 \cdot \theta^{-0,054} \cdot \tau_{oct}^{0,077}$	0,07	
Equação	$M_R W_{ót-2\%}$ pós (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$1584,9 \cdot \sigma_3^{0,385}$	0,77	548
7	$802,8 \cdot \theta^{0,332}$	0,61	
8	$826,3 \cdot \sigma_d^{0,198}$	0,39	
9	$1633,3 \cdot \sigma_3^{0,471} \cdot \sigma_d^{-0,100}$	0,80	
10	$485,5 \cdot \theta^{0,682} \cdot \tau_{oct}^{-0,316}$	0,79	
Equação	$M_R W_{ót+2\%}$ pós (MPa)	R^2	$MR_{Médio}$
6	$558,5 \cdot \sigma_3^{0,171}$	0,38	354
7	$413,5 \cdot \theta^{0,152}$	0,28	
8	$412,2 \cdot \sigma_d^{0,082}$	0,09	
9	$589,0 \cdot \sigma_3^{0,280} \cdot \sigma_d^{-0,126}$	0,48	
10	$252,7 \cdot \theta^{0,454} \cdot \tau_{oct}^{-0,300}$	0,50	

FONTE: Própria autora (2013).

Analisando-se a Tabela 19, verifica-se que a amostra 05 apresentou o mesmo comportamento ocorrido para a amostra 01, onde os materiais mais secos são mais bem representados pelo modelo composto, representado pela Equação (9), e o modelo universal não linear, representado pela Equação (10).

Os resultados mostraram que o modelo universal não linear representado pela Equação (10) apresentou resultados tão bons quanto os apresentados pelo modelo composto expresso pela Equação (9).

Viana (2007) estudou o comportamento resiliente dos solos tropicais grossos do interior do Estado de São Paulo, destacando que o melhor modelo para representar o módulo de resiliência dos solos grossos compactados na energia modificada foi o modelo universal não linear, representado pela Equação (10). Destacou, ainda, que os valores dos coeficientes de determinação apresentados pelo modelo composto foram muito próximos dos valores apresentados pelo modelo universal não linear.

Conforme comentado anteriormente, várias pesquisas desenvolvidas no estado do Ceará vêm comprovando que o modelo composto é o melhor para representar o comportamento dos solos locais, embora não tenha ainda se avaliado o modelo universal não linear adotado no novo guia de dimensionamento da AASHTO. É importante destacar que esse modelo já está implementado no CAP3D (HOLANDA *et al.*, 2006).

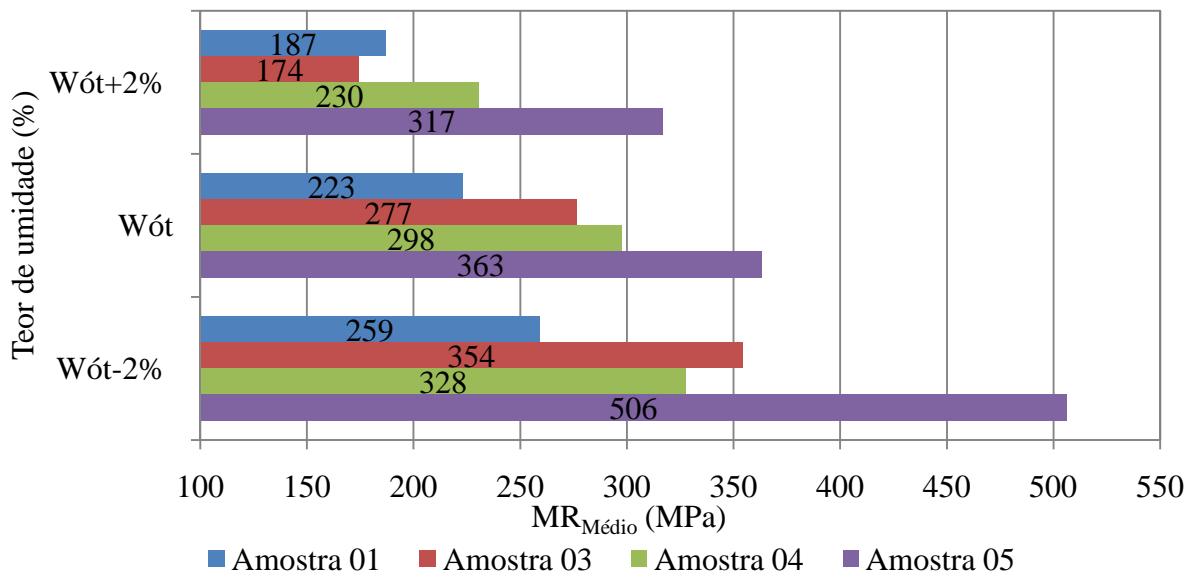
Considerou-se, para o universo amostral estudado, que o modelo universal está também apto a representar o comportamento dos solos do estado do Ceará, tendo em vista a proximidade, em algumas vezes uma leve superioridade, dos resultados com o modelo composto já consolidado.

4.3.5. Influência da Variação da Umidade, na Compactação e na Pós-Compactação, nos Resultados do Módulo de Resiliência

Os resultados dos módulos de resiliência médios ensaiados sob a influência da variação da umidade de compactação e de pós-compactação são apresentados para os materiais de subleito (amostra 01 e amostra 03), de sub-base (amostra 04) e base (amostra 05) dos pavimentos propostos.

Inicialmente, verificou-se o comportamento dos subleitos e das camadas granulares na fase da construção dos pavimentos. Constatou-se que o módulo de resiliência das camadas granulares e dos subleitos dos pavimentos propostos variou em função do teor de umidade de compactação, conforme mostra a Figura 37. Como esperado, valores menores de umidade resultaram em módulos de resiliência maiores e estes diminuíram à medida que o teor de umidade foi maior.

Figura 37 – Variação do módulo de resiliência com o teor de umidade na compactação.



FONTE: Própria autora (2013).

Verificou-se para os subleitos (amostra 01 e amostra 03) que variações de umidade iguais a -2% e +2% na compactação, em relação à umidade ótima, resultaram respectivamente, em aumento de 16% e redução de 19%, para amostra 01; em aumento de 28% e redução de 59% nos valores do módulo de resiliência obtidos na umidade ótima de compactação para a amostra 03.

Kim e Kim (2007), ao avaliarem o comportamento elástico de solos areno-silto-argilosos e silto-argilosos do subleito encontrados no estado da Indiana, Estados Unidos, também chegaram às mesmas conclusões alcançadas nesta pesquisa, observando que valores de MR maiores são observados nas amostras secas para solos areno-silto-argilosos devido à sucção capilar. Nos solos silto-argilosos os maiores valores de MR são observados tanto na amostra seca, quanto na amostra na umidade ótima. Os autores aconselham, ainda, que o menor valor de MR, ensaiado na umidade acima da ótima, obtido a partir de amostras umedecidas pode ser usado como o limite de MR na primavera em regiões com degelo.

Vale ressaltar que o mesmo não se aplica para as regiões brasileiras, como já comentado anteriormente, pois raramente os pavimentos alcançarão as condições de clima da primavera americana. Acredita-se que para as regiões brasileiras, um dimensionamento considerando o resultado de MR ensaiado na umidade acima da ótima estaria superdimensionando o pavimento.

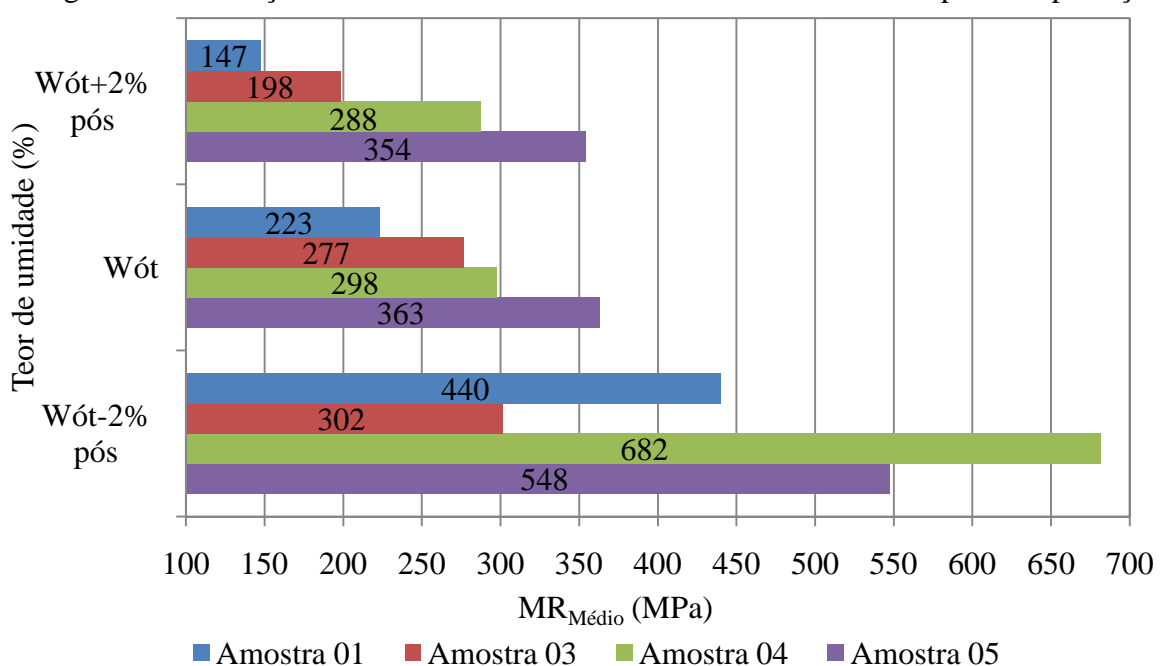
Verificou-se, ainda, de acordo com a Figura 37, que variações de umidade de compactação iguais a -2% e +2%, resultaram respectivamente, em aumento de 10% e redução de 29%, para o material de sub-base (amostra 04); em aumento de 39% e redução de 15% em

comparação com os valores do módulo de resiliência obtidos na umidade ótima de compactação para o material de base (amostra 05). Estes valores mostram que a camada de base dos pavimentos flexíveis simulados nessa pesquisa é mais resistente à adição de 2% de água, em relação à umidade ótima na fase de construção, em comparação à sub-base e os subleitos testados.

Costa e Motta (2006) chegaram a resultados semelhantes, ao avaliarem a sensibilidade dos parâmetros de resiliência, em relação às variações de umidade dos solos finos da região litorânea do estado de Sergipe. Esses autores verificaram que dos 16 solos estudados, 15 apresentavam boas possibilidades de uso em camadas de pavimentos de baixo volume de tráfego, observando-se, entretanto, para aqueles de maior sensibilidade às elevações de umidade, que devem ser tomados cuidados especiais em relação ao controle de compactação no campo e ao projeto de drenagem.

Dando prosseguimento à análise dos resultados, simulou-se o comportamento dos subleitos e das camadas granulares sob o efeito das variações de umidade na fase pós-construção dos pavimentos flexíveis, tendo em vista que após a construção, os pavimentos terão que suportar as variações de umidade, como resultado das variações climáticas sazonais. A Figura 38 mostra como o módulo de resiliência médio das camadas granulares e dos subleitos variou em função do umedecimento ou secagem do corpo de prova compactado na umidade ótima.

Figura 38 – Variação do módulo de resiliência com o teor de umidade pós-compactação.



FONTE: Própria autora (2013).

A Figura 38 mostra que os módulos de resiliência das camadas granulares e dos subleitos dos pavimentos propostos também variam em função do teor de umidade pós-compactação. Valores menores de umidade resultaram em módulos de resiliência maiores e estes diminuíram à medida que o teor de umidade foi maior.

Verificou-se para os subleitos (amostras 01 e 03) que variações de umidade iguais a -2% e +2% na pós-compactação, em relação à umidade ótima, resultaram respectivamente, em aumento de 97% e redução de 52%, para amostra 01, e em aumento de 9% e redução de 39%, para a amostra 03.

De acordo com os resultados indicados na Figura 38 é possível perceber que o material de sub-base (amostra 04) dos pavimentos propostos para esta pesquisa é o que sofre maior influência com o processo de secagem, seguido do material de base (amostra 05), respectivamente, com aumentos de 129% e 51%, nos valores de MR, quando comparados aos valores de MR obtidos na umidade ótima de compactação. Takeda *et al.* (2006) também encontraram aumentos significativos após a secagem de 2% para os seus materiais.

Deve-se destacar ainda que os módulos de resiliência dos materiais, de sub-base e de base, analisados nesta pesquisa (amostras 04 e 05, respectivamente) reduziram pouco com o acréscimo de 2% de umidade pós-compactação. Esse acréscimo de água resultou em redução de apenas 4% e 2% nos valores do módulo de resiliência típico das amostras 04 e 05, respectivamente, mantendo-se praticamente constante quando ultrapassou a umidade ótima, até atingir 2% acima da umidade ótima.

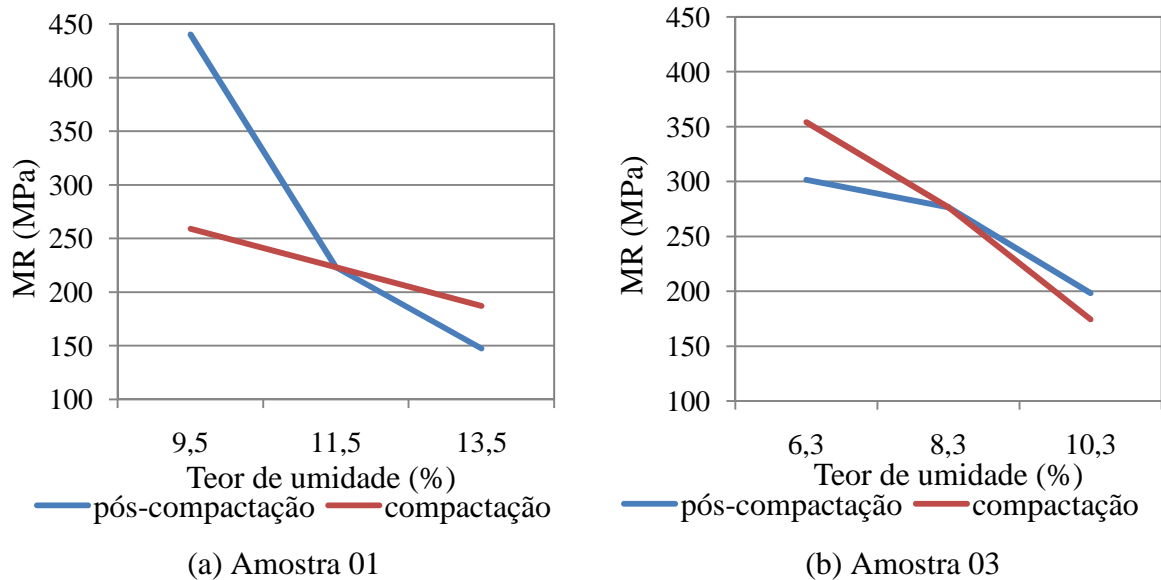
A partir da elaboração da Figura 39 (a) e (b) é possível comparar a influência da umidade de compactação e pós-compactação nos resultados dos módulos de resiliência para os subleitos (amostras 01 e 03).

Observando a Figura 39 (a), percebe-se que na amostra 01, o efeito da umidade pós-compactação é mais acentuado que o efeito da umidade de compactação. A amostra 01 submetida à secagem de 2%, após a compactação, apresenta um valor de MR 70% maior que a mesma amostra compactada 2% abaixo da umidade ótima. Já a amostra 01, umedecida até atingir 2% acima da umidade ótima, apresenta um valor de MR 27% menor quando comparado à mesma amostra compactada 2% acima da umidade ótima.

Na Figura 39 (b) é possível comparar a influência da umidade de compactação e pós-compactação nos resultados dos módulos de resiliência para a amostra 03. Observou-se que a secagem de 2% após a compactação do material na umidade ótima representa uma redução 15% no valor do MR em comparação à mesma amostra compactada 2% abaixo da umidade ótima. Quando a amostra 03 é submetida ao processo de umedecimento, esta

apresenta um valor de MR 12% maior quando comparada à mesma amostra compactada 2% acima da umidade ótima.

Figura 39 – Comparação do MR com variação da umidade na compactação e na pós-compactação para: (a) amostra 01 e (b) amostra 03.



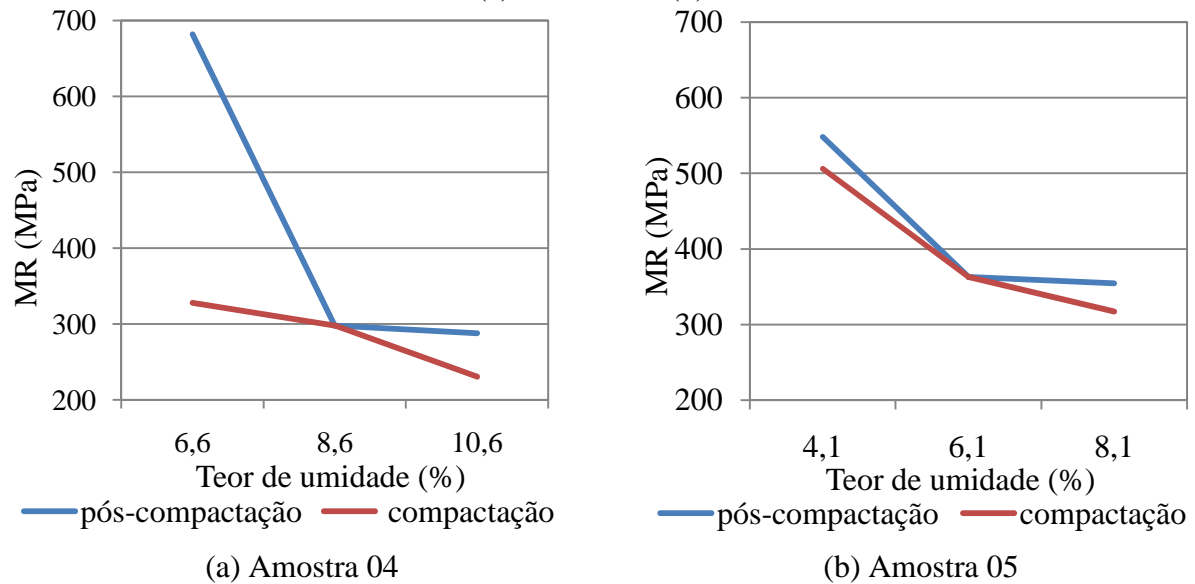
FONTE: Própria autora (2013).

Para os materiais utilizados nesta pesquisa, verificou-se que o subleito com classificação A-4 (amostra 01) é mais influenciado pelo teor de umidade na fase pós-construção dos pavimentos que o subleito com classificação do tipo A-2-4 (amostra 03). No entanto, o subleito do tipo A-2-4 sofre maior influência do teor de umidade na fase de construção dos pavimentos que o subleito com classificação A-4 (amostra 01). Resultados similares também foram obtidos por Zaman e Khoury (2007).

Vale destacar que os dois subleitos propostos para este trabalho são sensíveis à presença de água. Entretanto, a amostra 01 requer uma atenção maior quanto ao sistema de drenagem e o uso de acostamentos impermeabilizados, visando proteger esse material após a construção do pavimento. Com os resultados exibidos pela amostra 03 é possível destacar que o intervalo de $\pm 2\%$ em termos absolutos em relação à umidade ótima, normalmente aceito para a compactação do solo em campo pode representar variações significativas das propriedades resilientes de alguns materiais, como o exibido para esta amostra.

A partir, também, da elaboração da Figura 40 (a) e (b) é possível verificar a influência da umidade de compactação e pós-compactação nos resultados dos módulos de resiliência para a sub-base (amostra 04) e para a base (amostra 05).

Figura 40 – Variação do MR na unidade de compactação e pós-compactação para as amostras: (a) amostra 04 (b) amostra 05.



FONTE: Própria autora (2013).

A partir da análise da Figura 40 (a), percebe-se que na amostra 04, o efeito da umidade pós-compactação é mais acentuado quando o material é submetido ao processo de secagem. Esta amostra apresenta um valor de MR 108% maior, em relação à mesma amostra, só que compactada 2% abaixo da umidade ótima. Por outro lado, quando esta amostra é umedecida até atingir 2% acima da umidade ótima, a mesma apresenta um valor de MR 20% maior quando comparado à mesma amostra compactada 2% acima da umidade ótima.

Analisando-se a Figura 40 (b), percebe-se que a secagem da amostra 05, após a compactação na umidade ótima, apresentou valores 8% maiores de módulos de resiliência que as amostras compactadas 2% abaixo da umidade ótima. O umedecimento, após a compactação do material na umidade ótima, resultou em valores 11% maiores de módulos de resiliência que as amostras compactadas na umidade 2% acima da ótima.

4.4. Considerações Finais

Neste capítulo foram apresentados e analisados os resultados encontrados a partir do desenvolvimento da parte experimental da pesquisa (Etapas 1 e 2). Apresentaram-se os resultados da caracterização dos materiais, bem como dos ensaios mecânicos sob a influência da variação da umidade.

Neste capítulo foi possível atingir alguns objetivos específicos, como o desenvolvimento dos procedimentos adotados em laboratório para representar a variação da umidade em campo de $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima.

Na avaliação do ensaio do CBR em diferentes condições de imersão (sem imersão, após 24 horas de imersão e após 4 dias de imersão), verificou-se que este ensaio não apresenta muita precisão, visto que existe uma variação considerável de um ensaio para o outro, mesmo quando se mantêm as mesmas condições de compactação e de umidade associadas à execução deste ensaio. Tal fato ocorreu na maioria das amostras ensaiadas. Os resultados sob as condições de umidade impostas para os solos pouco diferem dos resultados apresentados para o ensaio sem imersão.

Em seguida, apresentou-se a modelagem do MR em função do estado de tensão para diferentes umidades e a avaliação da eficiência de alguns modelos matemáticos. Foi possível destacar a boa representabilidade do MR pelo já consagrado modelo composto adotado na pavimentação brasileira, bem como a representação do MR pelo modelo universal não linear, até então não testado para avaliar o comportamento de solos do estado do Ceará.

Mostraram-se, ainda, resultados de como a variação da umidade de compactação e pós-compactação influenciou nos resultados do módulo de resiliência. Constatou-se que valores menores de umidades resultaram em módulos de resiliência maiores e estes diminuiram à medida que o teor de umidade foi maior para os solos do subleito, visto que os dois tipos de subleito propostos para este trabalho são sensíveis à presença de água. No entanto, a amostra 01 requer uma atenção maior após a construção do pavimento. Já a amostra 03 apresenta-se mais sensível à variação de $\pm 2\%$ em termos absolutos em relação à umidade ótima na fase de construção dos pavimentos. É válido alertar que este intervalo normalmente é aceito para a compactação do solo em campo.

Com relação ao módulo de resiliência dos solos considerados para emprego em sub-base e em base, percebeu-se que os valores de MR dos materiais mantiveram-se estáveis com o acréscimo de 2% de umidade pós-compactação e que os mesmos apresentaram aumentos significativos após a secagem de 2% de corpos de prova compactados na umidade ótima. No entanto, destaca-se a sensibilidade dessas amostras na fase de construção dos pavimentos, em que se testaram os materiais variando-se a umidade de compactação.

No Capítulo 5, que se segue, são apresentados e discutidos os resultados do dimensionamento empírico do DNIT. Apresentam-se e discutem-se, também, os resultados das análises através do Método dos Elementos Finitos realizadas com o programa computacional CAP3D e através da Teoria da Elasticidade realizadas com a ferramenta

AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas) do SisPav. As análises foram realizadas a partir dos resultados dos ensaios de MR em diferentes condições de umidade de compactação e pós-compactação com a finalidade de comparar as respostas dos dois programas e de verificar através das análises qual a influência da umidade nessas estruturas. Investigam-se ainda os efeitos da variação da umidade dos solos nas análises considerando a não linearidade e compararam-se com os resultados obtidos com os provenientes de análises elásticas lineares.

Apresenta-se ainda, no capítulo que se segue, uma análise comparativa de estruturas de pavimentos dimensionadas através de um método mecanístico-empírico e empírico do DNIT.

CAPÍTULO 5

5. RESULTADOS DAS ANÁLISES DAS TENSÕES E DESLOCAMENTOS EFETUADAS COM O PROGRAMA COMPUTACIONAL CAP3D E COM O AEMC DO SISPAV

5.1. Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentadas e analisadas as estruturas de pavimentos dimensionadas através do método empírico do DNIT e de um método mecanístico-empírico.

Apresentam-se e comparam-se os resultados das análises dos pavimentos flexíveis através do Método dos Elementos Finitos realizadas com o programa computacional CAP3D e através da Teoria da Elasticidade realizadas com a ferramenta AEMC do SisPav (FRANCO, 2007). Apresentam-se, ainda, os resultados das análises considerando a não linearidade e comparam-se esses resultados com os provenientes das análises elásticas lineares.

5.2. Dimensionamento das Estruturas do Pavimento

Com o intuito de comparar estruturas de pavimentos flexíveis projetadas através do método empírico do DNIT e de um método mecanístico-empírico, considerando a influência da variação da umidade na compactação e pós-compactação, realizou-se inicialmente o dimensionamento pelo método empírico do DNIT utilizando os resultados dos ensaios de CBR, conforme detalhado no item 4.3.3 do capítulo anterior.

Neste estudo, foram considerados dois tipos de subleito: um do tipo A-4 (amostra 01) e outro do tipo A-2-4 (amostra 03). Como sub-base utilizou-se um material também da região de Caucaia (amostra 04) e como base, uma mistura composta de 35% desse solo e 65% de brita (amostra 05). Foram adotados, ainda, cinco revestimentos diferentes, variando de acordo com DNIT (2006) em função do tráfego (número N), sendo um Tratamento Superficial Duplo (TSD) e quatro Concretos Betuminosos Usinados a Quente (CBUQ), com espessuras de 5 cm, 7,5 cm, 10 cm e 12,5 cm.

Quanto ao tráfego, foram considerados cinco níveis de solicitações com número N assumindo valores de: (a) 1×10^6 , (b) 5×10^6 , (c) 1×10^7 , (d) 5×10^7 e (e) 1×10^8 .

5.2.1. Dimensionamento Empírico do DNIT

A espessura total do pavimento foi determinada utilizando-se o ábaco de dimensionamento ilustrado na Figura 4 do Capítulo 2. As espessuras de revestimentos foram obtidas em função do nível de tráfego, conforme descrito na Tabela 6 do Capítulo 2, enquanto que as espessuras de sub-bases e de bases foram calculadas resolvendo-se as inequações de (12) a (14). Adotou-se o valor unitário para o coeficiente estrutural (K) da sub-base e da base. No caso do TSD, considerou-se $K = 1,2$ e do CBUQ, adotou-se $K = 2,0$. Os valores de CBR, nas três condições de umidade, utilizados nos dimensionamentos estão apresentados no item 4.3.3. do capítulo anterior.

A Tabela 20 apresenta o dimensionamento obtido pelo método empírico do DNIT considerando o CBR sem imersão, após 24 horas de imersão e após 4 dias de imersão. Com dois subleitos diferentes, dimensionaram-se sete estruturas para o subleito com amostra 01 e cinco estruturas para o subleito com amostra 03.

Observa-se nessas estruturas que mesmo o DNIT (2006) exigindo uma espessura construtiva mínima de 15 cm para as camadas granulares, de acordo com DER (2006) confirmado por Loiola (2012), no Ceará adota-se, uma espessura mínima de 10 cm para essas camadas. Seguindo essa recomendação, adotou-se, no mínimo, 10 cm para as camadas granulares.

Tabela 20 – Dimensionamento empírico do DNIT, considerando o CBR sem imersão, após 24 horas de imersão e após 4 dias de imersão.

Número N	1×10^6		5×10^6		1×10^7		5×10^7		1×10^8	
Tipo de Subleito	01	03	01	03	01	03	01	03	01	03
Revestimento (cm)	2,5	2,5	5,0	5,0	7,5	7,5	10,0	10,0	12,5	12,5
Base (cm)	22,5	22,5	17,5	17,5	15,0	15,0	10,0	10,0	10,0	10,0
Sub-base (cm)	10,0	-	10,0	-	10,0*	-	10,0	-	10,0*	-

* Eliminação da camada de sub-base quando considera o valor de CBR sem imersão.

FONTE: Própria autora (2013).

Verificou-se, na Figura 36 do Capítulo 4, que os valores de CBR da amostra 01 nas três condições de imersão apresentaram-se menores que 20%. Dessa forma, para este trabalho, o valor do CBR sem imersão permitiu a eliminação da camada de sub-base para $N = 1 \times 10^7$ e $N = 1 \times 10^8$, quando dimensionada pelo método empírico do DNIT. No entanto, se considerarmos o período de 24 horas ou após 4 dias de imersão, a estrutura do pavimento é mantida, como mostra a Tabela 20. Verifica-se, ainda, que para $N = 1 \times 10^6$, $N = 5 \times 10^6$ e

$N = 5 \times 10^7$ adotar o CBR sem imersão, após 24 horas de imersão ou após 4 dias de imersão não altera a espessura das estruturas quando dimensionadas pelo método empírico do DNIT.

Já para o caso da amostra 03, que apresentou CBR maior que 20% nas três condições de saturação estudadas nessa pesquisa, o dimensionamento do pavimento não variou pelo método empírico do DNIT para um mesmo número N . Luz (2003) já alertava tal limitação deste método, ou seja, para o subleito com a amostra 03, independentemente de se adotar o CBR sem imersão, após 24 horas de imersão ou após 4 dias de imersão, as espessuras das camadas dessas estruturas serão as mesmas quando dimensionadas pelo método empírico do DNIT. Verifica-se, assim, que o método CBR não tira proveito de materiais que apresentam valores de CBR superiores a 20%.

É interessante ressaltar, também, que a tendência do superdimensionamento dos pavimentos, quanto ao afundamento ou à deformação permanente, quando dimensionados pelo método do CBR, não deve ser atribuída apenas aos quatro dias de imersão do ensaio, conforme citado por Franco (2007).

5.3. Comparação das Análises Numéricas Realizadas com o Programa Computacional CAP3D e com o AEMC do SisPav

As análises mecânicas foram efetuadas utilizando o programa computacional CAP3D e o programa de Análises Elásticas de Múltiplas Camadas (AEMC), considerando o valor médio de módulo de resiliência apresentados nas Tabelas 16 a 19. Em função das características físicas dos subleitos (amostras 01 e 03), as espessuras das camadas de sub-bases (amostra 04), de bases (amostra 05) e dos revestimentos foram dimensionadas, inicialmente, seguindo fielmente o método empírico do DNIT para os seguintes números: $N = 1 \times 10^6$, $N = 5 \times 10^6$, $N = 1 \times 10^7$, $N = 5 \times 10^7$ e $N = 1 \times 10^8$. Esses dimensionamentos foram adotados para realização das análises iniciais dos pavimentos em diferentes umidades.

Adotou-se, como alternativa de revestimento, um Tratamento Superficial Duplo (TSD) com 0,025 m de espessura, tendo em vista o grande uso desse tipo de revestimento em rodovias do estado do Ceará. Seguindo Marangon (2004), pode-se admitir o valor de 500 MPa para o TSD que foi, então, adotado no presente trabalho. Adotou-se, ainda, o CBUQ, com espessuras variando de 0,05 m, 0,075 m, 0,10 m e 0,125 m. De acordo com informações contidas em Soares *et al.* (1999), assumiu-se o valor de 3000 MPa para esses revestimentos mais espessos.

O carregamento considerado foi composto por uma pressão uniforme (550 kPa) aplicada em uma área de formato circular com raio de 0,108 m, cuja resultante corresponde à carga de uma roda do eixo simples padrão. Os coeficientes de *Poisson* adotados nesta pesquisa foram: $\nu = 0,30$ para o revestimento; $\nu = 0,35$ para base e sub-bases e $\nu = 0,40$ para os subleitos.

Os dados de entrada no programa para realização das análises considerando os materiais de subleito A-4, de sub-base e de base em diferentes umidades, para os diferentes números N encontram-se na Tabela 21.

Tabela 21 – Dados de entrada para análise do pavimento com subleito do tipo A-4.

Composição do Pavimento	Espessura em função do número N (m)					MR (MPa)
	N=1×10 ⁶	N=5×10 ⁶	N=1×10 ⁷	N=5×10 ⁷	N=1×10 ⁸	
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,05	0,075	0,100	0,125	3000
Base (W _{ót})	0,225	0,175	0,150	0,100	0,100	363
Sub-base (W _{ót})	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	298
*Subleito (W _{ót})	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	223
Base (W _{ót} +2%)	0,225	0,175	0,150	0,100	0,100	317
Sub-base (W _{ót} +2%)	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	230
*Subleito (W _{ót} +2%)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	187
Base (W _{ót} -2%)	0,225	0,175	0,150	0,100	0,100	506
Sub-base (W _{ót} -2%)	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	328
*Subleito (W _{ót} -2%)	1,00	1,00	1,000	1,000	1,000	259
Base (W _{ót} +2% pós)	0,225	0,175	0,150	0,100	0,100	354
Sub-base (W _{ót} +2% pós)	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	288
*Subleito (W _{ót} +2% pós)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	147
Base (W _{ót} -2% pós)	0,225	0,175	0,150	0,100	0,100	548
Sub-base (W _{ót} -2% pós)	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	682
*Subleito (W _{ót} -2% pós)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	440

* Espessura do subleito só é usada para análise de EF.

FONTE: Própria autora (2013).

Os dados de entrada no programa para realização das análises considerando os materiais de subleito do tipo A-2-4 e de base em diferentes umidades, para os diferentes números N, encontram-se apresentados na Tabela 22.

Destaca-se que para seguir fielmente o método empírico do DNIT foram obtidas espessuras granulares mínimas (10 cm), para os níveis de tráfego de $N = 5 \times 10^7$ e $N = 1 \times 10^8$. Por exemplo, utilizando-se o ábaco de dimensionamento ilustrado na Figura 4 do Capítulo 2 para o tráfego com o $N = 1 \times 10^8$ e o subleito do tipo A-2-4, que apresentou CBR com 4 dias de imersão de 35,4% (esse valor não pode ser considerado no dimensionamento, já que esse

método admite no máximo um CBR de 20%), obtém-se uma espessura total do pavimento de 29 cm. Como a espessura do revestimento é obtida em função do nível de tráfego, conforme descrito na Tabela 6 do Capítulo 2, adotou-se um CBUQ com 12,5 cm de espessura. Para esse revestimento considerou-se $K = 2$. Dessa forma, a espessura do revestimento equivale a 25 cm da espessura do pavimento, restando apenas 4 cm para as camadas granulares. Como no Ceará adota-se, uma espessura mínima de 10 cm para essas camadas. Seguiu-se essa recomendação, adotou-se, no mínimo, 10 cm para a camada de base.

Tabela 22 – Dados de entrada para análises dos pavimentos com subleito do tipo A-2-4.

Composição do pavimento	Espessura em função do número N (m)					MR (MPa)
	$N=1 \times 10^6$	$N=5 \times 10^6$	$N=1 \times 10^7$	$N=5 \times 10^7$	$N=1 \times 10^8$	
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,075	0,100	0,125	3000
Base ($W_{ót}$)	0,225	0,175	0,150	0,100	0,100	363
*Subleito ($W_{ót}$)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	277
Base ($W_{ót}+2\%$)	0,225	0,175	0,150	0,100	0,100	317
*Subleito ($W_{ót}+2\%$)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	174
Base ($W_{ót}-2\%$)	0,225	0,175	0,150	0,100	0,100	506
*Subleito ($W_{ót}-2\%$)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	354
Base ($W_{ót}+2\%$ pós)	0,225	0,175	0,150	0,100	0,100	354
*Subleito ($W_{ót}+2\%$ pós)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	198
Base ($W_{ót}-2\%$ pós)	0,225	0,175	0,150	0,100	0,100	548
*Subleito ($W_{ót}-2\%$ pós)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	302

* Espessura do subleito só é usada para análise de EF.

FONTE: Própria autora (2013).

Destaca-se que para realização da entrada de dados no programa AEMC é necessário admitir a espessura do subleito como sendo igual a zero.

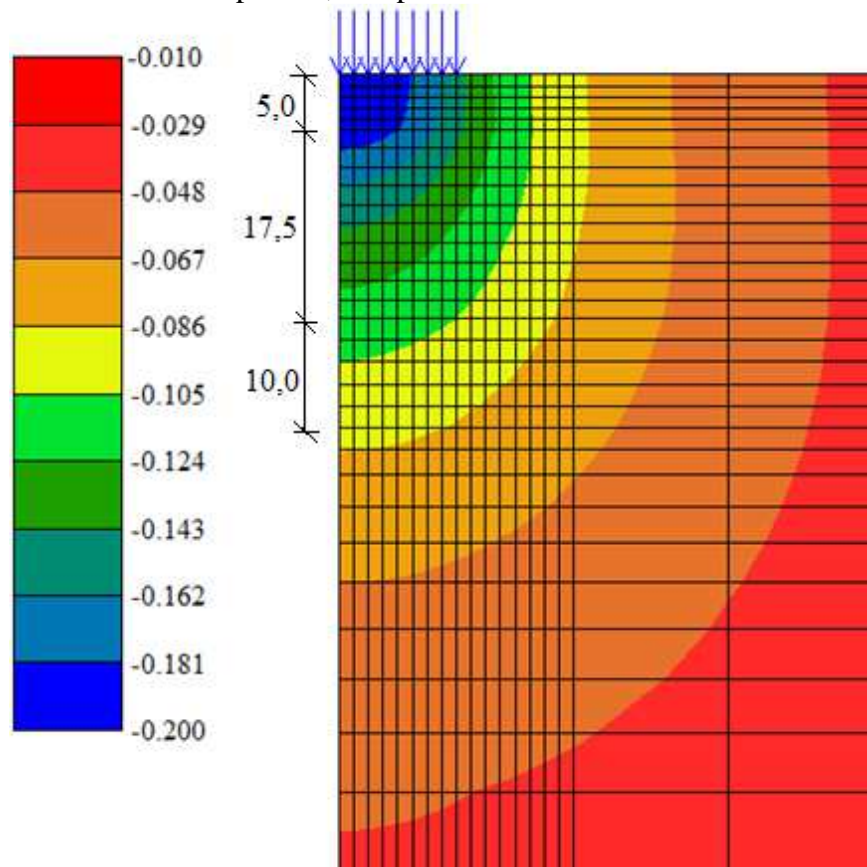
A malha empregada em cada análise no CAP3D foi gerada automaticamente pelo programa PMG (*Pavement Mesh Generator*), onde foi realizada a geração de uma malha mista, mesclando elementos finitos com elementos infinitos. Neste caso, a camada de revestimento asfáltico, assim como as camadas de sub-base e de base, foram modeladas apenas com elementos finitos (Q8), enquanto o subleito foi composto de elementos finitos (Q8) e infinitos (L6). Em seguida foi realizada a análise no CAP3D.

Nos resultados de saída estão os valores de interesse do dimensionamento: deslocamento vertical (deflexão), tensão horizontal e tensão vertical, admitindo que estes resultados sejam máximos no eixo vertical do carregamento.

5.3.1. Deslocamento Vertical

O deslocamento vertical foi visualizado pelo pós-processador NIPos para as 50 estruturas analisadas nesta pesquisa e está exemplificado na Figura 41 (estrutura com subleito do tipo A-4 compactado 2% abaixo da umidade ótima, número $N = 5 \times 10^6$ e revestimento do tipo CBUQ).

Figura 41 – Exemplo do deslocamento vertical com a profundidade (0,01 mm) – estrutura com subleito do tipo A-4, compactado 2% abaixo da umidade ótima.



FONTE: Própria autora (2013).

A deflexão no topo do pavimento (para verificar a fadiga) foi obtida nas umidades estudadas neste trabalho para as estruturas com subleitos A-4 e A-2-4, conforme mostram as Tabelas 23 e 24.

As deflexões máximas admitidas foram calculadas pelas Equações (15) e (16) recomendadas por Preussler (1983) e adotadas na Rodovia dos Bandeirantes pistas norte e sul, do km 14 ao km 95 pela Concessionária do Sistema Anhangüera Bandeirantes S.A. (CCR AutoBAn, 2009).

Tabela 23 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estrutura com subleito A-4.

Número N	1×10^6		5×10^6		1×10^7		5×10^7		1×10^8		
Programas	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	
Umidades	$W_{ót}$	32	32	25	25	21	21	18	18	16	16
	$W_{ót+2\%}$	37	37	28	28	24	24	21	21	18	18
	$W_{ót-2\%}$	25	25	20	20	17	17	16	16	14	14
	$W_{ót+2\%}$ pós	37	37	29	29	25	25	22	22	19	19
	$W_{ót-2\%}$ pós	20	20	15	15	13	13	11	11	10	10
Dadm (0,01 mm)	105		77		68		18		15		

FONTE: Própria autora (2013).

Tabela 24 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estrutura com subleito A-2-4.

Número N	1×10^6		5×10^6		1×10^7		5×10^7		1×10^8		
Programas	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	
Umidades	$W_{ót}$	31	31	23	23	19	19	17	17	14	15
	$W_{ót+2\%}$	39	39	30	30	25	25	22	22	19	19
	$W_{ót-2\%}$	23	23	18	18	15	16	14	14	12	12
	$W_{ót+2\%}$ pós	35	35	27	27	23	23	20	20	17	18
	$W_{ót-2\%}$ pós	23	24	19	19	16	16	15	15	13	13
Dadm (0,01 mm)	105		77		68		18		15		

FONTE: Própria autora (2013).

Observando a Tabela 23 é possível concluir que as análises realizadas pelo CAP3D e pelo AEMC, apresentaram os mesmos valores para deflexão no topo do pavimento na estrutura analisada com subleito do tipo A-4. O mesmo aconteceu com a maioria dos resultados das deflexões para as estruturas analisadas com subleito do A-2-4, exibidos na Tabela 24. No entanto, vale ressaltar que os valores de deflexão no topo do pavimento com subleito A-2-4 apresentado pelo CAP3D diferenciou-se dos resultados apresentados pelo AEMC em no máximo 1,3% para as estruturas analisadas. Destaca-se que as diferenças apresentadas são muito pequenas e não comprometem a confiabilidade dos resultados.

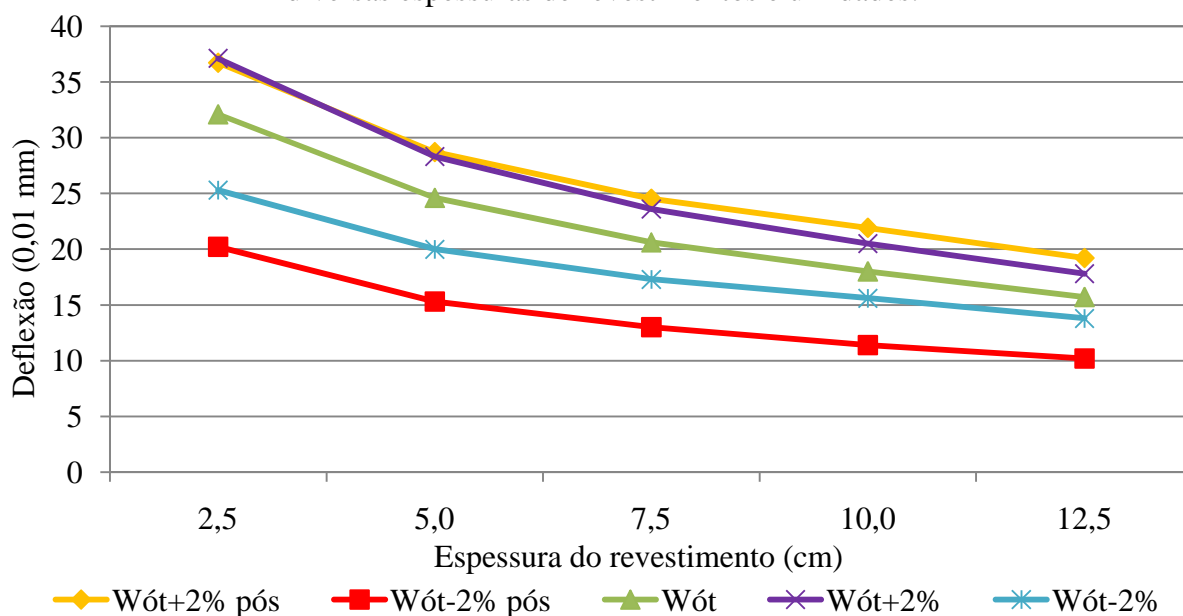
Pode-se observar, ainda, na Tabela 23 que adotando o dimensionamento pelo método empírico do DNIT para a estrutura com subleito do tipo A-4 para um número N de 5×10^7 , a deflexão vertical obtida ultrapassou a deflexão máxima admissível no topo do pavimento quando a estrutura atinge 2% acima da umidade ótima. Assim, essa estrutura está susceptível a sofrer deterioração prematura atribuída à fadiga quando o pavimento atingir essa umidade. Já uma estrutura com este mesmo subleito, dimensionada para um número N de 1×10^8 , possui deflexão no topo do pavimento superior à deflexão admissível até mesmo

quando o material está na umidade ótima, só passando neste critério quando o material está mais seco.

Na Tabela 24, verifica-se que para as estruturas com subleito do tipo A-2-4, para um número N de 5×10^7 e de 1×10^8 , as deflexões ultrapassam as deflexões admissíveis no topo do pavimento quando a estrutura atinge uma umidade de 2% acima da ótima, tanto na compactação, quanto após a compactação. Esse resultado foi similar ao que aconteceu com as estruturas dimensionadas com subleito do tipo A-4, para esses mesmos números N. Sendo assim, essas estruturas estão susceptíveis a sofrerem deterioração prematura atribuída à fadiga, constatando a ineficiência do método empírico do DNIT quanto à fadiga, como já citado por Motta (1991).

As Figuras 42 e 43 apresentam, respectivamente, as deflexões para os pavimentos com subleitos A-4 e A-2-4, quando estes pavimentos estão submetidos à solicitação do número N de 1×10^6 , 5×10^6 , 1×10^7 , 5×10^7 e 1×10^8 , resultando em espessuras de revestimentos de 2,5 cm, 5 cm, 7,5 cm, 10 cm e 12,5 cm, respectivamente. Estas deflexões foram obtidas para os materiais nas diversas umidades estudadas nesta dissertação de mestrado.

Figura 42 – Deflexão no topo do pavimento com subleito do tipo A-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.



FONTE: Própria autora (2013).

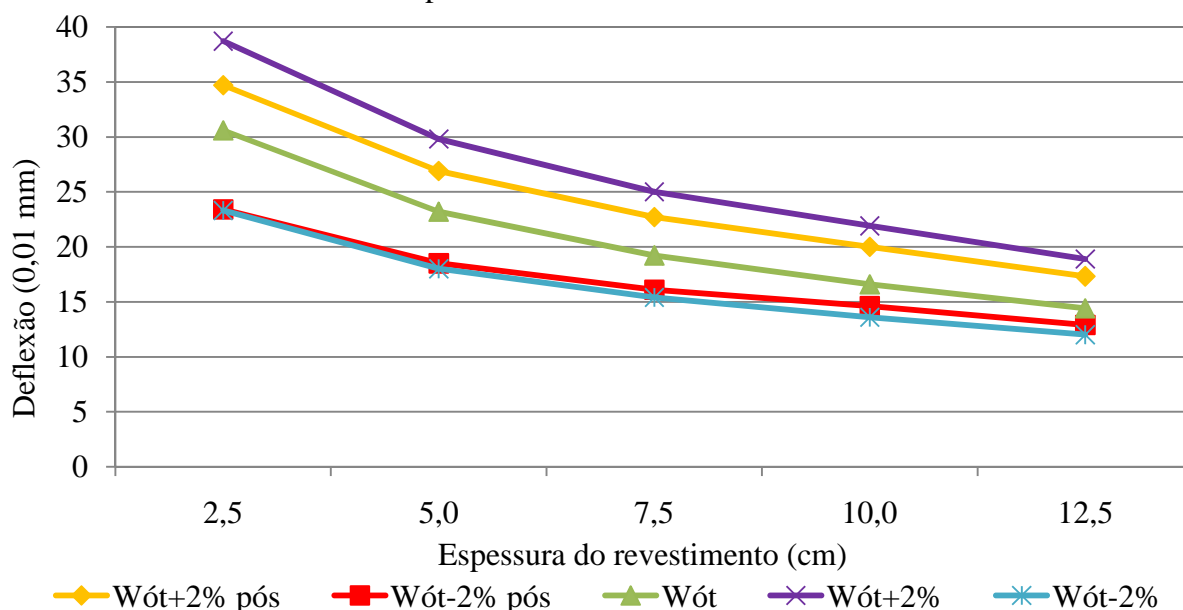
Observando a Figura 42, percebe-se que o efeito da umidade pós-compactação nas estruturas é mais acentuado, em relação à umidade de compactação, principalmente, quando o pavimento é submetido ao processo de secagem. As estruturas compactadas na umidade ótima

e submetidas à secagem até atingir 2% abaixo da ótima ($W_{ót-2\%}$ pós) apresentaram deflexões até 38% menores, em relação às deflexões dos pavimentos analisados na umidade ótima. Analisando os pavimentos submetidos ao processo de umedecimento, nota-se que os mesmos apresentaram deflexões até 22% maiores, em relação às deflexões destes pavimentos analisados na umidade ótima.

As variações de umidade iguais a $\pm 2\%$ na umidade de compactação resultaram, respectivamente, em redução de até 21% e aumento de até 16% nos valores das deflexões da superfície, em relação às deflexões da superfície analisadas na umidade ótima.

Observando a Figura 43, percebe-se que nestas estruturas o efeito da umidade é mais acentuado na fase de construção dos pavimentos, em que as estruturas compactadas 2% acima da ótima ($W_{ót+2\%}$) e 2% abaixo da ótima ($W_{ót-2\%}$) apresentaram, respectivamente, deflexões até 32% maiores e 24% menores, em relação às deflexões dos pavimentos analisados na umidade ótima.

Figura 43 – Deflexão no topo do pavimento com subleito do tipo A-2-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.



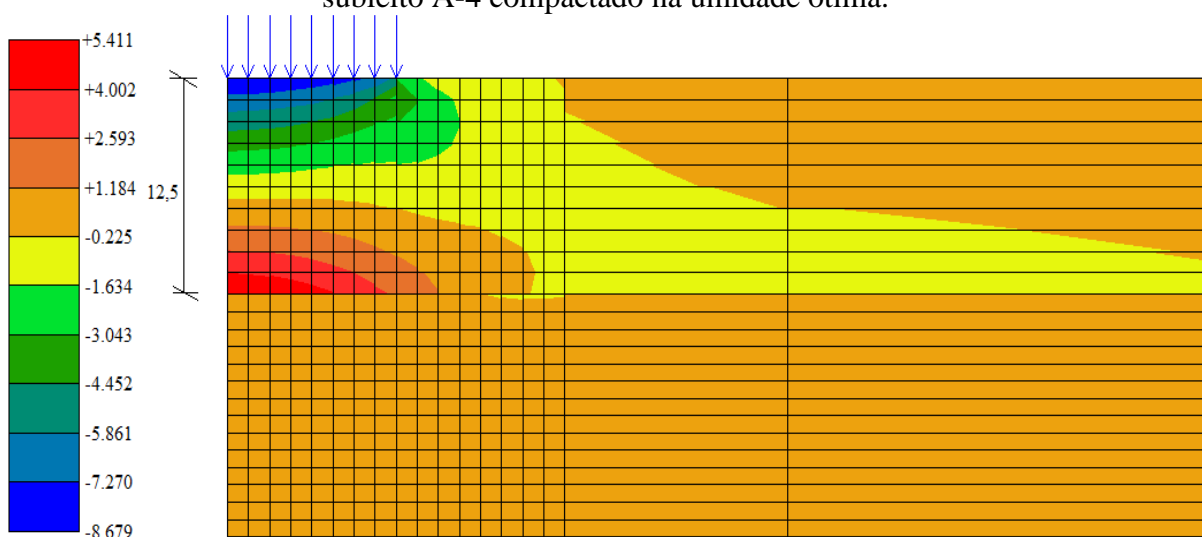
FONTE: Própria autora (2013).

As estruturas compactadas na umidade ótima e submetidas à secagem até atingir 2% abaixo da ótima ($W_{ót-2\%}$ pós) apresentaram deflexões até 24% menores, em relação às deflexões dos pavimentos analisados na umidade ótima. Analisando os pavimentos submetidos ao processo de umedecimento, nota-se que os mesmos apresentaram deflexões até 20% maiores, em relação às deflexões dos pavimentos analisados na umidade ótima.

5.3.2. Tensões Horizontais

As tensões horizontais também foram visualizadas pelo pós-processador NIPos para as 50 estruturas analisadas nesta pesquisa. A Figura 44 exemplifica a variação das tensões horizontais com a profundidade para uma estrutura com subleito do tipo A-4, número N de 1×10^8 (revestimento com espessura de 12,5 cm), compactada na umidade ótima, com o objetivo de verificar as tensões de tração na face inferior do revestimento (para fissuração por fadiga).

Figura 44 – Exemplo de tensões horizontais com a profundidade (kgf/cm²) – estrutura com subleito A-4 compactado na umidade ótima.



FONTE: Própria autora (2013).

As tensões horizontais foram obtidas nas umidades estudadas neste trabalho para a estrutura com subleitos A-4 e A-2-4, conforme mostram as Tabelas 25 e 26.

As tensões de tração admissíveis (σ_{tadm}) na fibra inferior do revestimento asfáltico foram calculadas pela Equação (18) recomendada por Pinto (1991), em que é possível avaliar a tensão de tração admissível na fibra inferior do revestimento asfáltico em função de um carregamento conhecido. Pinto (1991) recomenda, ainda, que seja considerado um fator campo-laboratório. Neste trabalho será adotado o valor de 10^4 , valor recomendado para ensaios à tensão controlada.

Tabela 25 – Resultados das tensões horizontais (kgf/cm²) para diversas estruturas e umidades, analisadas pelo CAP3D e pelo AEMC – Estrutura com subleito A-4.

Número N	1×10 ⁶		5×10 ⁶		1×10 ⁷		5×10 ⁷		1×10 ⁸		
Programas	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	
Umidades	W _{ót}	-3,1	-3,2	-0,9	-1,0	-0,4	-0,4	-0,1	-0,1	5,4	5,4
	W _{ót+2%}	-3,1	-3,1	-0,9	-0,9	-0,3	-0,3	-0,1	-0,1	6,0	6,0
	W _{ót-2%}	-3,4	-3,4	-1,0	-1,1	-0,4	-0,4	0,0	0,0	0,1	0,1
	W _{ót+2% pós}	-3,2	-3,2	-0,9	-0,9	-0,3	-0,3	0,0	0,0	5,7	5,7
	W _{ót-2% pós}	-3,2	-3,2	-1,1	-1,1	-0,5	-0,5	-0,2	-0,2	-0,1	-0,1
σ _{tadm} (kgf/cm ²)	0,59		0,44		0,39		0,29		0,25		

O sinal negativo se refere a esforços de compressão.

FONTE: Própria autora (2013).

Tabela 26 – Resultados das tensões horizontais (kgf/cm²) para diversas estruturas e umidades, analisadas pelo CAP3D e pelo AEMC – Estrutura com subleito A-2-4.

Número N	1×10 ⁶		5×10 ⁶		1×10 ⁷		5×10 ⁷		1×10 ⁸		
Programas	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	
Umidades	W _{ót}	-3,1	-3,1	-0,9	-0,9	-0,4	-0,4	-0,1	-0,1	5,4	5,4
	W _{ót+2%}	-3,1	-3,2	-0,9	-0,9	-0,3	-0,3	7,6	7,6	6,2	6,2
	W _{ót-2%}	-3,3	-3,3	-1,0	-1,0	-0,4	-0,4	-0,1	-0,1	0,0	0,0
	W _{ót+2% pós}	-3,2	-3,2	-0,9	-0,9	-0,3	-0,3	7,0	7,0	5,7	5,8
	W _{ót-2% pós}	-3,4	-3,4	-1,1	-1,1	-0,4	-0,4	0,0	0,0	0,1	0,1
σ _{tadm} (kgf/cm ²)	0,59		0,44		0,39		0,29		0,25		

O sinal negativo se refere a esforços de compressão.

FONTE: Própria autora (2013).

Observando as Tabelas 25 e 26 é possível concluir que as análises realizadas pelo CAP3D e pelo AEMC apresentaram valores muito próximos também para as tensões horizontais na face inferior do revestimento para os dois materiais de subleito. Os valores apresentados pelo CAP3D diferenciaram-se dos resultados apresentados pelo AEMC em no máximo 19,2% para as estruturas analisadas.

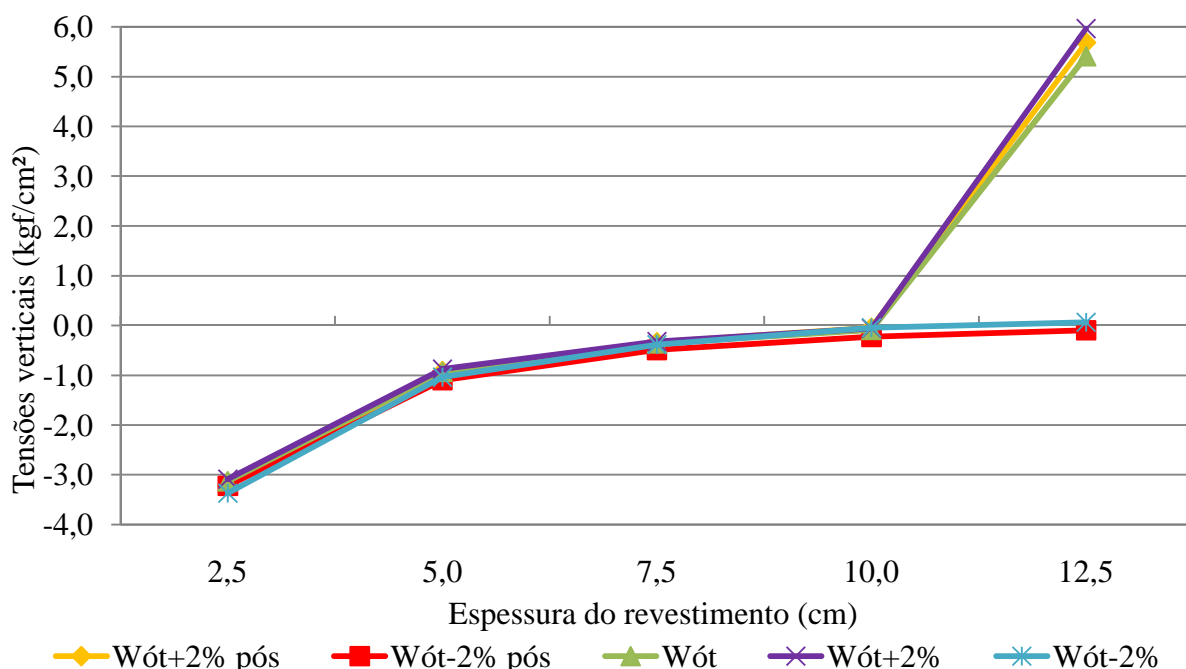
Pode-se observar nas Tabelas 25 e 26 que o dimensionamento pelo método empírico do DNIT para as estruturas com subleito A-4 e A-2-4 para um número N de 1×10⁸ ultrapassam as tensões de tração máximas admissíveis na fibra inferior dos revestimentos, quando a estrutura atinge 2% acima da umidade ótima e até mesmo quando o material está na umidade ótima. Isto indica que estes pavimentos estarão sujeitos a apresentar fissuração por fadiga nestas umidades.

Observando a Tabela 26, verifica-se que a estrutura com subleito A-2-4, dimensionada para um número N de 5×10⁷ está susceptível a sofrer fissuração por fadiga

quando a estrutura atingir 2% acima da umidade ótima, tanto na compactação, quanto após a compactação.

As Figuras 45 e 46 apresentam as tensões horizontais para os pavimentos com subleitos A-4 e A-2-4, respectivamente, quando esses pavimentos estão submetidos a diferentes solicitações do número N (1×10^6 , 5×10^6 , 1×10^7 , 5×10^7 e 1×10^8), resultando em espessuras de revestimentos de 2,5 cm, 5 cm, 7,5 cm, 10 cm e 12,5 cm, respectivamente. Estas tensões horizontais foram obtidas para os materiais em diversos teores de umidades ($W_{ót}-2\%$, $W_{ót}$, 2% , $W_{ót}+2\%$, $W_{ót}-2\%$ pós e $W_{ót}+2\%$ pós).

Figura 45 – Tensões horizontais na face inferior do revestimento dos pavimentos com subleito A-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.



O sinal negativo se refere a esforços de compressão.

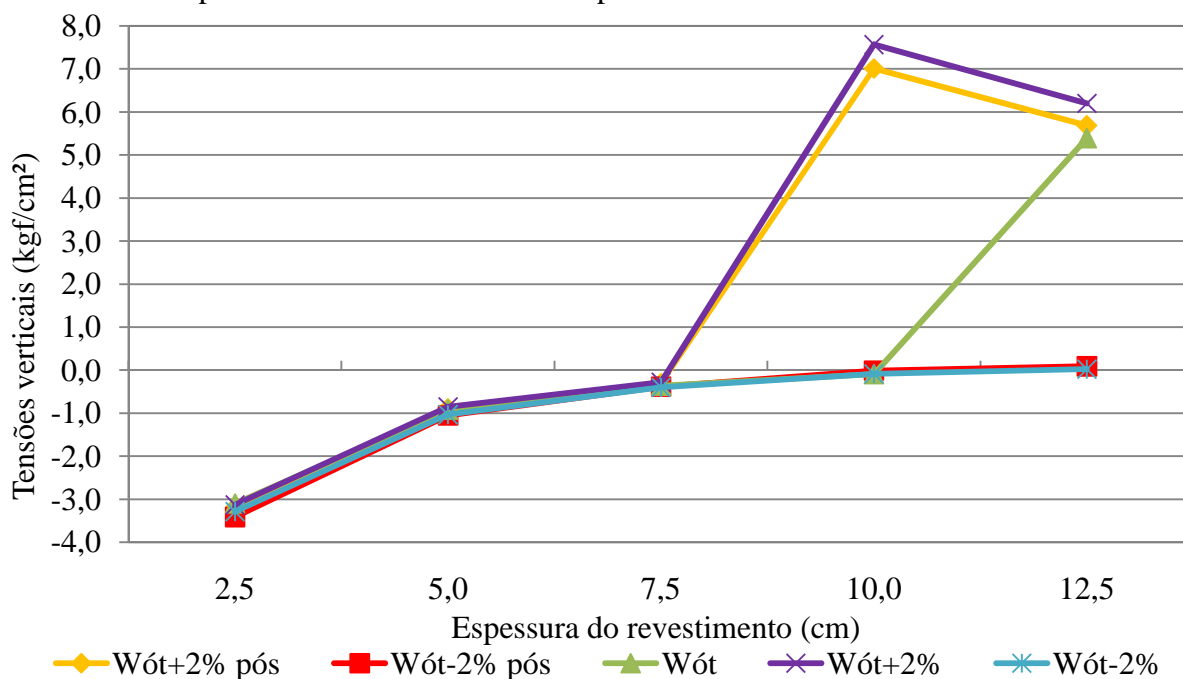
FONTE: Própria autora (2013).

Observando-se a Figura 45, percebe-se que o efeito da umidade nos valores das tensões horizontais só é marcante para o número de repetições de 1×10^8 (revestimento com espessura de 12,5 cm). Com esse número de solicitações o pavimento estará susceptível a sofrer fissuração por fadiga quando a estrutura estiver em uma umidade maior ou igual à ótima.

Ao analisar a Figura 46, nota-se para o número de repetições de 5×10^7 , que quando a estrutura atingir 2% acima da umidade ótima, tanto na compactação quanto após a compactação, o pavimento apresentará fissuras. Para o número de repetições de 1×10^8 , tal fato ocorrerá até quando o pavimento estiver na umidade ótima.

Para as outras solicitações de tráfego (1×10^6 , 5×10^6 e 1×10^7), os pavimentos deste estudo com subleitos A-4 e A-2-4 não sofrerão tensões horizontais de tração em nenhuma das umidades estudadas nesta pesquisa.

Figura 46 – Tensões horizontais na face inferior do revestimento dos pavimentos com subleito A-2-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.



O sinal negativo se refere a esforços de compressão.

FONTE: Própria autora (2013).

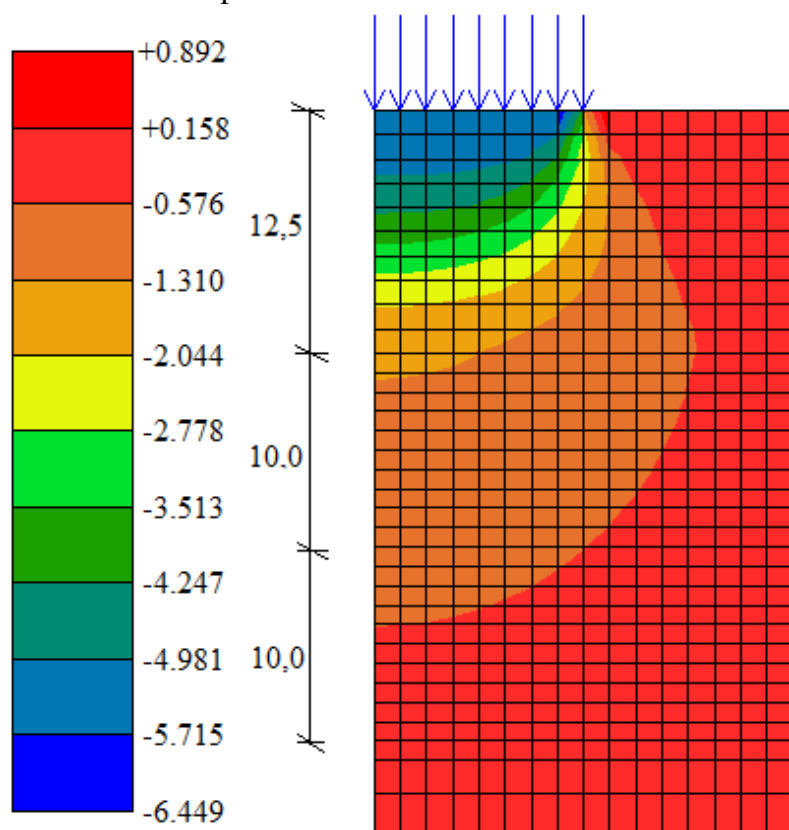
Destaca-se, ainda, que as tensões de tração não aparecem na fibra inferior em nenhuma das estruturas com revestimento delgado de 0,025 m de espessura nas umidades estudadas neste trabalho. Estes resultados também foram obtidos por Walubita e Ven (2000). Esses autores constataram que as camadas com revestimento asfáltico esbeltas são, essencialmente, componentes de transferência de carga, por isso exigem camadas de suporte de alta resistência para resistir ao tráfego de cargas.

Do ponto de vista de desempenho dos pavimentos com revestimentos esbeltos, Rabêlo (2006) chamou atenção para a importância da imprimação betuminosa, visto que é comum a indicação de soluções de revestimento com espessuras reduzidas para as rodovias estaduais do estado do Ceará. Esse autor comentou que os revestimentos delgados, como os tratamentos superficiais, têm pouca ou nenhuma função estrutural, levando as camadas de base a absorverem, quase que integralmente, todos os esforços oriundos do tráfego. Essa quase totalidade na transferência de esforços para a base exige uma forte ligação dessa camada com a capa de rolamento, obtida através de uma imprimação eficiente.

5.3.3. Tensões Verticais

Verificando o resultado da variação das tensões verticais com a profundidade é possível perceber que as maiores tensões verticais localizam-se nas proximidades do carregamento. Percebe-se, ainda, que a maior parte destas tensões é absorvida pelas camadas superficiais, minimizando as tensões atuantes no topo do subleito. A Figura 47 exemplifica os resultados para uma estrutura com subleito A-4, número N de 1×10^8 , compactada na umidade ótima.

Figura 47 – Exemplo de tensões verticais com a profundidade (kgf/cm²) – estrutura com subleito A-4 compactada na umidade ótima e com $N = 1 \times 10^8$.



FONTE: Própria autora (2013).

As Tabelas 27 e 28 resumem os resultados das tensões de compressão no topo do subleito para as estruturas com subleitos A-4 e A-2-4, respectivamente, em todas as umidades estudadas nesta pesquisa. Nessas mesmas tabelas são apresentados os resultados das comparações das análises obtidas pelo CAP3D e pelo AEMC. As tensões verticais máximas admitidas foram calculadas pela Equação (19) citada por Motta (1991) e utilizada por Benevides *et al.* (2000).

Tabela 27 – Resultados das tensões verticais de compressão no topo do subleito (kgf/cm²) para diversas estruturas e umidades, analisadas pelo CAP3D e pelo AEMC – Estrutura com subleito do tipo A-4.

Tensões calculadas e tensões admissíveis (kgf/cm ²) para cada umidade		Número N									
		1×10 ⁶		5×10 ⁶		1×10 ⁷		5×10 ⁷		1×10 ⁸	
		Programas									
		CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC
W _{ót}	σ _{vcalc}	0,6	0,6	0,6	0,6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,4
	σ _{vadm}	2,6		2,4		2,3		2,1		2,1	
W _{ót+2%}	σ _{vcalc}	0,6	0,6	0,6	0,6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,4
	σ _{vadm}	2,2		2,0		1,9		1,8		1,7	
W _{ót-2%}	σ _{vcalc}	0,6	0,6	0,6	0,6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,4
	σ _{vadm}	3,0		2,8		2,7		2,5		2,4	
W _{ót+2%} pós	σ _{vcalc}	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,4
	σ _{vadm}	1,7		1,6		1,5		1,4		1,4	
W _{ót-2%} pós	σ _{vcalc}	0,7	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6	0,7	0,7	0,5	0,5
	σ _{vadm}	5,2		4,7		4,6		4,2		4,1	

FONTE: Própria autora (2013).

Tabela 28 – Resultados das tensões verticais de compressão no topo do subleito (kgf/cm²) para diversas estruturas e umidades, analisadas pelo CAP3D e pelo AEMC – Estrutura com subleito do tipo A-2-4.

Tensões calculadas e tensões admissíveis (kgf/cm ²) para cada umidade		Número N									
		1×10 ⁶		5×10 ⁶		1×10 ⁷		5×10 ⁷		1×10 ⁸	
		Programas									
		CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC	CAP3D	AEMC
W _{ót}	σ _{vcalc}	1,2	1,2	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	0,8	0,8
	σ _{vadm}	2,7		2,4		2,4		2,2		2,1	
W _{ót+2%}	σ _{vcalc}	1,0	1,0	1,0	1,0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,6	0,6
	σ _{vadm}	2,0		1,9		1,8		1,7		1,6	
W _{ót-2%}	σ _{vcalc}	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,1	1,1	0,8	0,8
	σ _{vadm}	4,2		3,8		3,7		3,4		3,3	
W _{ót+2%} pós	σ _{vcalc}	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,7	0,7
	σ _{vadm}	2,3		2,1		2,1		1,9		1,8	
W _{ót-2%} pós	σ _{vcalc}	1,1	1,1	1,0	1,0	0,9	0,9	1,0	1,0	0,8	0,8
	σ _{vadm}	3,6		3,2		3,1		2,9		2,8	

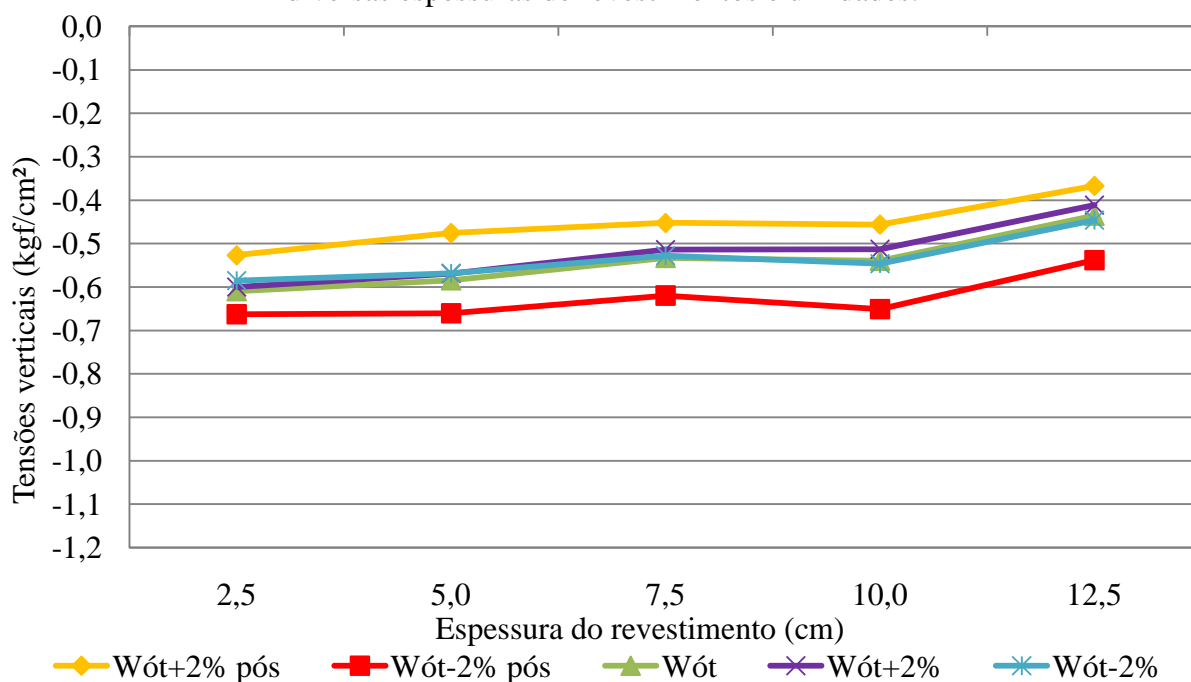
FONTE: Própria autora (2013).

Observando as Tabelas 27 e 28 é possível concluir que as análises realizadas pelo CAP3D e pelo AEMC apresentaram os mesmos valores para tensões verticais no topo do subleito para todas as estruturas analisadas. Observa-se também que as tensões de compressão obtidas nos topos dos subleitos foram inferiores, para todos os teores de umidade

considerados, aos critérios de desempenho admitidos. Demonstra-se que os números de repetições adotados nesta pesquisa não causam a ruptura por deformação permanente, nem mesmo quando as estruturas estão submetidas a teores de umidades diferentes.

As tensões verticais de compressão no topo do subleito são superiores quando se utilizam os materiais com umidade 2% abaixo da ótima após a compactação para as estruturas com subleito A-4, como mostra a Figura 48.

Figura 48 – Tensões verticais de compressão no topo do subleito A-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.

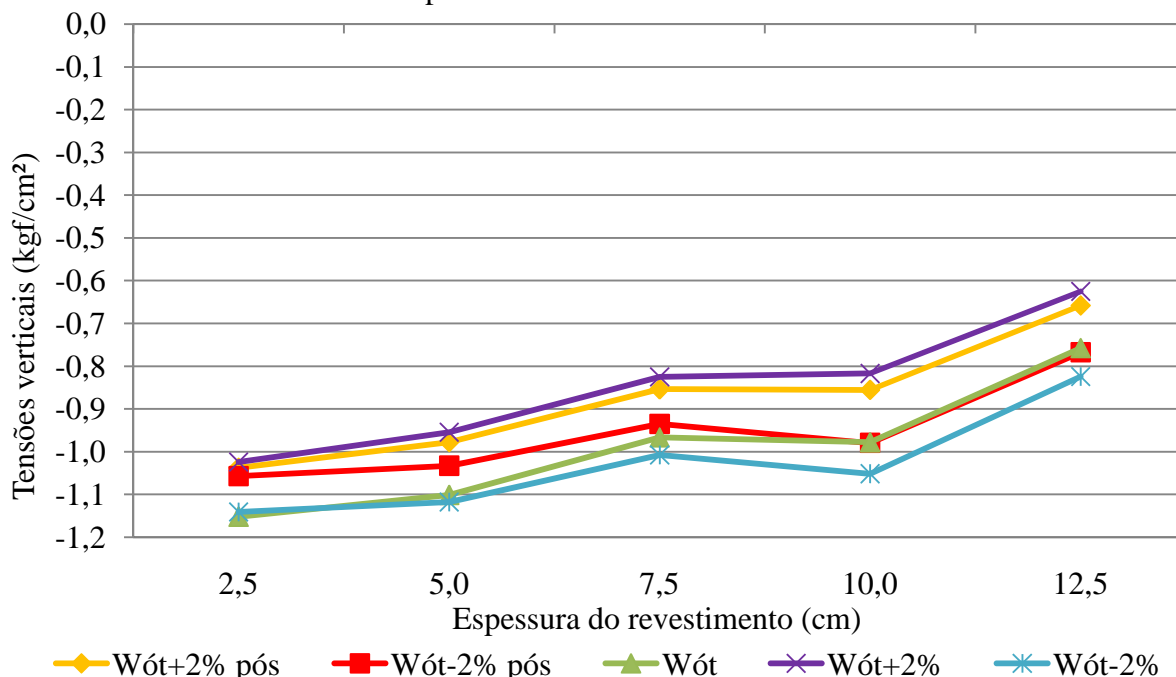


O sinal negativo se refere a esforços de compressão.

FONTE: Própria autora (2013).

A Figura 49 exhibe as tensões verticais de compressão no topo do subleito do tipo A-2-4, mostrando que estas tensões são superiores quando se utilizam os materiais com umidade 2% abaixo da ótima e na umidade ótima. Como esperado, as maiores tensões no subleito A-2-4 são atingidas para os números de repetições $N = 1 \times 10^6$ (apresentaram menores estruturas do pavimento), quando a espessura do revestimento foi de 0,025 m.

Figura 49 – Tensões verticais de compressão no topo do subleito A-2-4 para estruturas com diversas espessuras de revestimentos e umidades.



O sinal negativo se refere a esforços de compressão.

FONTE: Própria autora (2013).

5.4. Análise Não Linear de Pavimentos Flexíveis Considerando o Efeito da Umidade

As análises não lineares foram efetuadas com o programa de Análises Elásticas de Múltiplas Camadas (AEMC), adotando-se um modelo elástico linear para as camadas dos revestimentos e para os subleitos, e um elástico não linear para as camadas granulares, utilizando-se o modelo composto, representado pela Equação (9). Admitiram-se, inicialmente, as espessuras obtidas pelo método empírico do DNIT em função das características físicas dos subleitos (amostras 01 e 03) para os números N de 1×10^6 , 5×10^6 e 5×10^7 .

O carregamento considerado foi composto por uma pressão uniforme (550 kPa) aplicada em uma área de formato circular com raio de 0,108 m, cuja resultante corresponde à carga de uma roda do eixo simples padrão. Os coeficientes de *Poisson* adotados nesta pesquisa foram: $\nu = 0,30$ para o revestimento; $\nu = 0,35$ para base e sub-bases; e $\nu = 0,40$ para os subleitos.

Os dados de entrada no programa para realização das análises não lineares considerando os materiais de subleito A-4 (amostra 01) e A-2-4 (amostra 03), de sub-base (amostra 04) e de base (amostra 05), compactados 2% abaixo da ótima ($W_{ót-2\%}$) e compactados na umidade ótima e posteriormente secos até 2% abaixo da ótima ($W_{ót-2\%}$ pós), para os diferentes números N estão apresentados nas Tabelas 29 e 30.

Tabela 29 – Dados de entrada para análise do pavimento com subleito A-4.

Composição do pavimento	Espessura em função do número N (m)			MR (MPa)
	N = 1×10 ⁶	N = 5×10 ⁶	N = 5×10 ⁷	
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,100	3000
Base (W _{ót} -2%)	0,225	0,175	0,100	1161,4.σ ₃ ^{0,530} .σ _d ^{-0,296}
Sub-base (W _{ót} -2%)	0,100	0,100	0,100	454,7.σ ₃ ^{0,437} .σ _d ^{-0,400}
Subleito (W _{ót} -2%)	0,00	0,000	0,000	259
Base (W _{ót} -2% pós)	0,225	0,175	0,100	1633,3.σ ₃ ^{0,471} .σ _d ^{-0,100}
Sub-base (W _{ót} -2% pós)	0,100	0,100	0,100	805,6.σ ₃ ^{0,344} .σ _d ^{-0,406}
Subleito (W _{ót} -2% pós)	0,000	0,000	0,000	440

FONTE: Própria autora (2013).

Tabela 30 – Dados de entrada para análise do pavimento com subleito A-2-4.

Composição do pavimento	Espessura em função do número N (m)			MR (MPa)
	N = 1×10 ⁶	N = 5×10 ⁶	N = 5×10 ⁷	
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,100	3000
Base (W _{ót} -2%)	0,225	0,175	0,100	1161,4.σ ₃ ^{0,530} .σ _d ^{-0,296}
Subleito (W _{ót} -2%)	0,000	0,000	0,000	354
Base (W _{ót} -2% pós)	0,225	0,175	0,100	1633,3.σ ₃ ^{0,471} .σ _d ^{-0,100}
Subleito (W _{ót} -2% pós)	0,000	0,000	0,000	302

FONTE: Própria autora (2013).

Destaca-se que não foi possível realizar análises não lineares das estruturas compactadas nas seguintes umidades: ótima (W_{ót}), 2% acima da ótima (W_{ót}+2%) e na umidade ótima e umedecidos até 2% acima da ótima (W_{ót}+2% pós). Nessas umidades os materiais da camada de base apresentaram coeficientes de determinação (R²) muito baixos para o MR, sendo esses valores melhor representados pela média como mostrou a Tabela 19. Dessa forma, para os materiais nessas umidades realizaram-se apenas análises considerando toda estrutura como elástica linear.

5.5. Comparação das Análises Numéricas Lineares e Não Lineares Realizadas com o AEMC do SisPav

Na tentativa de analisar um pavimento de forma mais adequada, o presente trabalho avaliou os efeitos da variação da umidade dos solos nas análises considerando a não linearidade física e comparou com os resultados obtidos com os provenientes de análises elásticas lineares.

Nos resultados de saída verificaram-se o deslocamento vertical (deflexão) no topo do pavimento, tensão horizontal na face inferior do revestimento e tensão vertical no topo do subleito, admitindo que esses resultados sejam máximos no eixo vertical no centro do carregamento.

5.5.1. Deslocamento Vertical

A deflexão no topo do pavimento foi obtida nos materiais submetidos à compactação de 2% abaixo da ótima ($W_{ót-2\%}$) e compactados na umidade ótima e posteriormente secos até 2% abaixo da ótima ($W_{ót-2\%}$ pós) para as estruturas com subleitos A-4 e A-2-4, conforme mostram as Tabelas 31 e 32. As deflexões máximas admitidas foram calculadas pelas Equações (15) e (16) recomendadas por PREUSSLER (1983).

Tabela 31 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estrutura com subleito A-4.

Número N	1×10^6		5×10^6		5×10^7	
Programas	AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear
$W_{ót-2\%}$	25	26	20	20	16	16
$W_{ót-2\%}$ pós	20	25	15	18	11	12
Dadm (0,01 mm)	105		77		18	

FONTE: Própria autora (2013).

Tabela 32 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estrutura com subleito A-2-4.

Número N	1×10^6		5×10^6		5×10^7	
Programas	AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear
$W_{ót-2\%}$	23	24	18	19	14	14
$W_{ót-2\%}$ pós	24	29	19	22	15	16
Dadm (0,01 mm)	105		77		18	

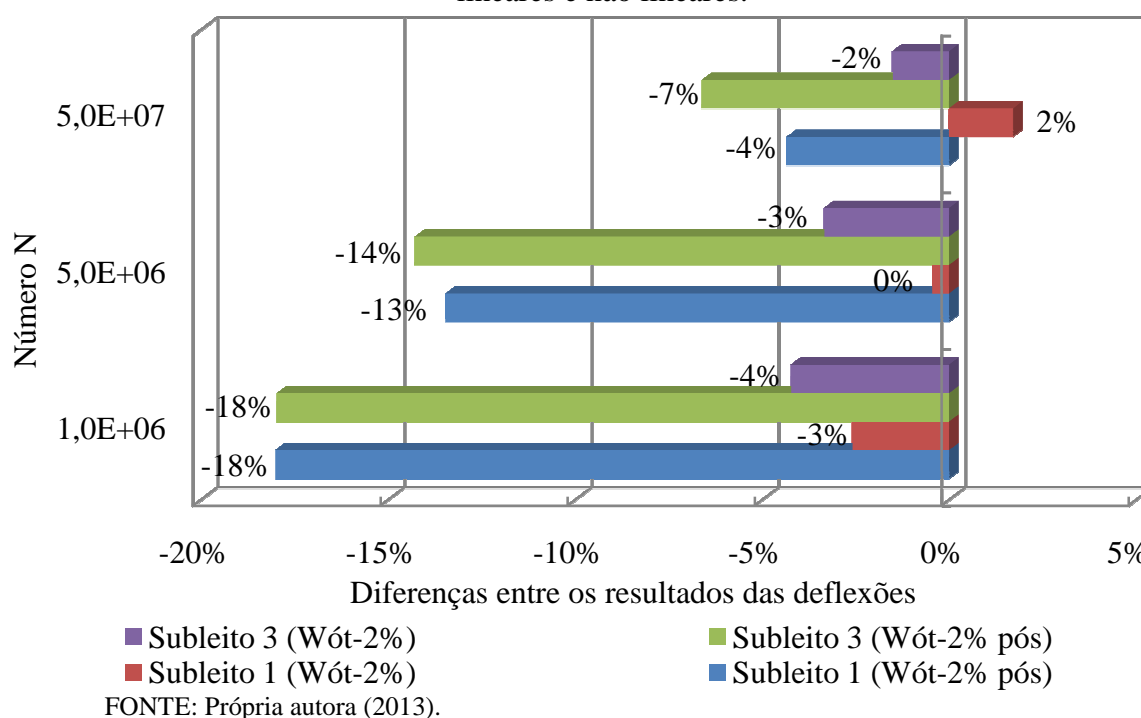
FONTE: Própria autora (2013).

Observando as Tabelas 31 e 32 é possível concluir que as análises elásticas lineares e não lineares realizadas pelo AEMC apresentaram resultados diferentes para maioria das estruturas analisadas quanto aos valores de deflexão no topo do pavimento. Os resultados das análises não lineares são maiores, quando comparados com os resultados das análises elásticas lineares, em quase todos os casos, com exceção das estruturas para um tráfego de 5×10^7 compactados 2% abaixo da umidade ótima para os dois subleitos. Observando as Tabelas 31 e 32, percebe-se que os valores de deflexão não ultrapassaram a deflexão máxima

admitida nas unidades testadas. No entanto, vale ressaltar que só foi possível realizar análises não lineares nas estruturas com os materiais 2% abaixo da umidade ótima, tanto na compactação quanto após a compactação.

A Figura 50 apresenta os resultados das diferenças entre as deflexões considerando as análises elásticas lineares e não lineares.

Figura 50 – Diferenças entre os resultados das deflexões considerando as análises elásticas lineares e não lineares.



Através da Figura 50 é possível perceber que as diferenças nos resultados das análises se comportam da mesma forma nas estruturas com subleito A-4 (amostra 01) e A-2-4 (amostra 03) submetidos à secagem após a compactação. Notou-se que os resultados das análises elásticas lineares foram até 18% menores que os resultados das análises não lineares. Percebeu-se, ainda, que as diferenças das análises, elásticas lineares e não lineares, das estruturas com subleito A-4 e A-2-4 compactados 2% abaixo da umidade ótima foram muito pequenas e em alguns casos nem existiu. Mas, destaca-se que apenas as camadas granulares foram consideradas elásticas não lineares.

5.5.2. Tensões Horizontais

As tensões horizontais também foram avaliadas considerando a não linearidade das camadas granulares com o objetivo de verificar qual a influência dessa consideração nas tensões de tração na face inferior do revestimento (para fissuração por fadiga).

As tensões horizontais foram obtidas nos materiais submetidos à compactação de 2% abaixo da ótima ($W_{ót-2\%}$) e compactados na umidade ótima e posteriormente secos até 2% abaixo da ótima ($W_{ót-2\%}$ pós) para as estruturas com subleitos A-4 e A-2-4, conforme mostram as Tabelas 33 e 34. As tensões de tração admissíveis na fibra inferior do revestimento asfáltico foram calculadas pela Equação (18) recomendada por Pinto (1991).

Tabela 33 – Comparação dos resultados das análises, elásticas lineares e não lineares, para as tensões horizontais (kgf/cm²) – Estruturas com subleito A-4.

Número N	1×10^6		5×10^6		5×10^7	
	AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear
$W_{ót-2\%}$	-3,4	-3,3	-1,1	-1,0	0,0	-0,1
$W_{ót-2\%}$ pós	-3,2	-3,0	-1,1	-1,0	-0,2	-0,4
σ_{adm} (kgf/cm ²)	0,59		0,44		0,29	

O sinal negativo se refere a esforços de compressão.

FONTE: Própria autora (2013).

Tabela 34 – Comparação dos resultados das análises, elásticas lineares e não lineares, para as tensões horizontais (kgf/cm²) – Estruturas com subleito A-2-4.

Número N	1×10^6		5×10^6		5×10^7	
	AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear
$W_{ót-2\%}$	-3,3	-3,3	-1,0	-1,0	-0,1	-0,1
$W_{ót-2\%}$ pós	-3,4	-3,2	-1,1	-1,0	0,0	-0,1
σ_{adm} (kgf/cm ²)	0,59		0,44		0,29	

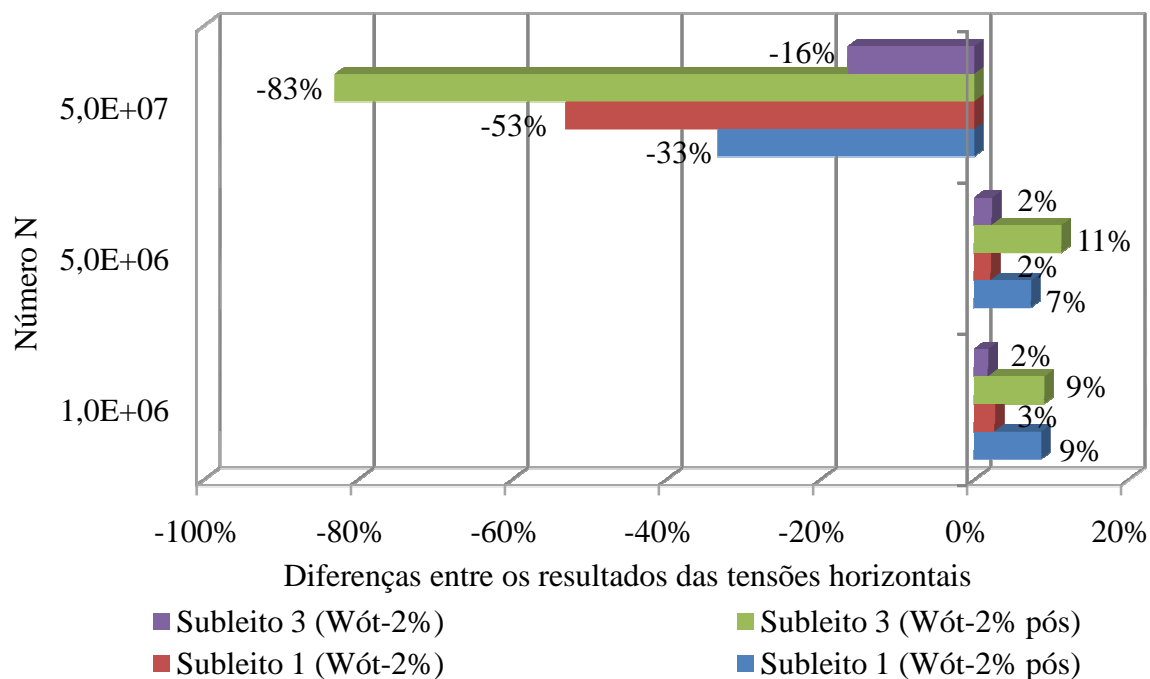
O sinal negativo se refere a esforços de compressão.

FONTE: Própria autora (2013).

Observando as Tabelas 33 e 34 é possível concluir que as análises elásticas lineares e não lineares realizadas pelo AEMC apresentaram resultados semelhantes quanto aos valores de tensões de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico do pavimento para as estruturas calculadas para um tráfego N de 1×10^6 e 5×10^6 . Mesmo assim, os resultados das análises não lineares foram até 11% maiores, quando comparados com os resultados das análises elásticas lineares para as estruturas com os dois subleitos. Percebeu-se que os valores das tensões de tração na fibra inferior do revestimento não ultrapassaram os valores máximos admissíveis para as umidades testadas.

A Figura 51 apresenta os resultados das diferenças entre as tensões horizontais considerando as análises elásticas lineares e não lineares.

Figura 51 – Diferenças entre os resultados das tensões horizontais considerando as análises elásticas lineares e não lineares.



FONTE: Própria autora (2013).

Com os resultados apresentados na Figura 51, nota-se que as diferenças entre as análises elásticas lineares e as análises não lineares foram mais representativas para as estruturas calculadas para o tráfego $N = 5 \times 10^7$, tanto para as estruturas com subleito A-4 (amostra 01), como para as estruturas com subleito A-2-4 (amostra 03). As análises elásticas lineares apresentaram valores de tensão de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico até 83% menores que as análises não lineares.

5.5.3. Tensões Verticais

Nas Tabelas 35 e 36 são apresentados os resultados das análises elásticas lineares e as análises não lineares obtidas pelo AEMC para as tensões verticais no topo do subleito. As tensões verticais máximas admitidas foram calculadas pela Equação (19) citada por Motta (1991).

Tabela 35 – Comparação dos resultados das análises, elásticas lineares e não lineares, para as tensões verticais (kgf/cm²) – Estruturas com subleito A-4.

Tensões calculadas e tensões admissíveis (kgf/cm ²) para cada umidade		Número N					
		1×10 ⁶		5×10 ⁶		5×10 ⁷	
		Programas					
		AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear
W _{ót} -2%	σ _{vcalc}	0,6	0,6	0,6	0,6	0,5	0,5
	σ _{vadm}	3,0		2,8		2,5	
W _{ót} -2% pós	σ _{vcalc}	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
	σ _{vadm}	5,2		4,7		4,2	

FONTE: Própria autora (2013).

Tabela 36 – Comparação dos resultados das análises, elásticas lineares e não lineares, para as tensões verticais (kgf/cm²) – Estruturas com subleito A-2-4.

Tensões calculadas e tensões admissíveis (kgf/cm ²) para cada umidade		Número N					
		1×10 ⁶		5×10 ⁶		5×10 ⁷	
		Programas					
		AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear	AEMC Linear	AEMC Não linear
W _{ót} -2%	σ _{vcalc}	1,1	1,2	1,1	1,1	1,1	1,1
	σ _{vadm}	4,2		3,8		3,4	
W _{ót} -2% pós	σ _{vcalc}	1,1	1,2	1,0	1,1	1,0	1,0
	σ _{vadm}	3,6		3,2		2,9	

FONTE: Própria autora (2013).

Observando as Tabelas 35 e 36 é possível concluir que as análises elásticas lineares e não lineares realizadas pelo AEMC apresentaram resultados muito parecidos e na maioria das vezes iguais para os valores de tensões verticais no topo do subleito dos pavimentos estudados. Os resultados das análises elásticas lineares e não lineares diferiram em, no máximo, 9%. Percebe-se, ainda, que os valores de tensão vertical no topo do subleito não ultrapassaram os valores máximos admissíveis nas umidades testadas.

A comparação das análises elásticas lineares e não lineares realizadas com o AEMC mostrou que mesmo as estruturas não alterando suas espessuras, no caso das estruturas testadas (por não atingirem os valores máximos admitidos), a consideração da não linearidade das camadas granulares resultou em diferenças nos resultados dos deslocamentos verticais, tensões horizontais e verticais. Percebeu-se que essas diferenças foram maiores nos resultados dos deslocamentos verticais e tensões horizontais, e que estes são essenciais para verificação da fadiga.

Sadrnejad *et al.* (2011) também compararam análises elásticas lineares e não lineares utilizando o KENLAYER a partir da adoção de três modelos constitutivos diferentes

para modelagem de base granular. Os resultados indicaram que a seleção do modelo não linear proposto tinha efeito significativo na previsão das respostas do pavimento. Segundo esses autores, as repetições de cargas calculadas considerando o comportamento não-linear da base é cerca da metade do que o calculado a partir do comportamento linear dessa camada. Isso significa que se um pavimento foi projetado com base na teoria elástica linear, ele só pode transportar a metade das repetições de carregamentos durante a sua vida de projeto.

5.6. Dimensionamento Mecânico-Empírico Utilizando o CAP3D

De posse dos resultados das análises iniciais dos pavimentos em diferentes umidades, realizadas pelo CAP3D apresentados nas Tabelas 23 a 28, alteraram-se as espessuras das camadas e em seguida a estrutura foi reanalisada com o CAP3D. Os resultados dessas análises foram comparados com os resultados dos critérios de desempenho, mostrados nas Equações (15), (16), (18) e (19). A estrutura foi considerada satisfatória quando os resultados das análises foram iguais ou menores aos resultados dos critérios de desempenho.

O carregamento considerado foi composto por uma pressão uniforme (550 kPa) aplicada em uma área de formato circular com raio de 0,108 m, cuja resultante corresponde à carga de uma roda do eixo simples padrão. Os coeficientes de *Poisson* adotados nesta pesquisa foram: $\nu = 0,30$ para o revestimento; $\nu = 0,35$ para base e sub-bases; e $\nu = 0,40$ para os subleitos.

A malha empregada em cada análise no CAP3D foi gerada automaticamente pelo programa PMG, onde foi realizada a geração de uma malha mista, mesclando elementos finitos com elementos infinitos. Neste caso a camada de revestimento asfáltico, assim como a camada de sub-base e de base, foi modelada apenas com elementos finitos (Q8), enquanto o subleito é composto de elementos finitos (Q8) e infinitos (L6). Em seguida foi realizada a análise no CAP3D.

Os dados de entrada no programa para realização das análises e que foram adotados como resultado do dimensionamento mecânico-empírico, considerando os materiais de subleito A-4, de sub-base e de base em diferentes umidades, para os diferentes números N, encontram-se apresentados na Tabela 37.

Realizou-se uma comparação dos pavimentos com subleito A-4, dimensionados para diferentes umidades. A Figura 52 apresenta essa comparação para diversos N (1×10^6 , 5×10^6 , 1×10^7 , 5×10^7 e 1×10^8).

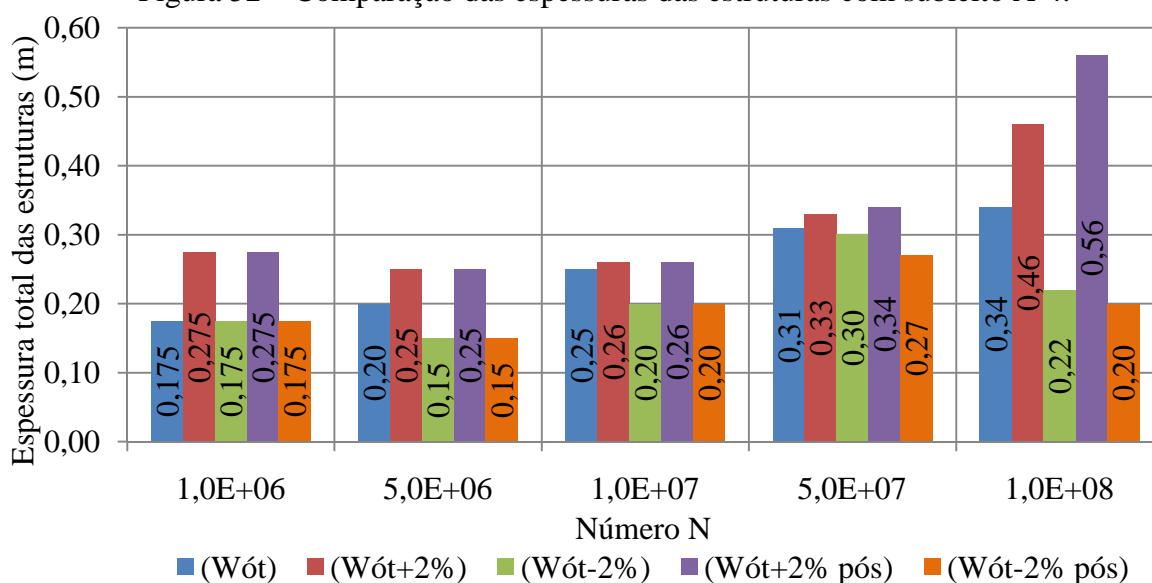
Tabela 37 – Dados de entrada para reanálise do pavimento com subleito A-4.

Composição do pavimento	Espessura em função do número N (m)					MR (MPa)
	N=1×10 ⁶	N=5×10 ⁶	N=1×10 ⁷	N=5×10 ⁷	N=1×10 ⁸	
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,050	0,110	0,140	3000
Base (W _{ót})	0,150	0,150	0,100	0,100	0,100	363
Sub-base (W _{ót})	-	-	0,100	0,100	0,100	298
*Subleito (W _{ót})	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	223
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,060	0,130	0,160	3000
Base (W _{ót} +2%)	0,150	0,100	0,100	0,100	0,150	317
Sub-base (W _{ót} +2%)	0,100	0,100	0,100	0,100	0,150	230
*Subleito (W _{ót} +2%)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	187
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,050	0,100	0,120	3000
Base (W _{ót} -2%)	0,150	0,100	0,150	0,100	0,100	506
Sub-base (W _{ót} -2%)	-	-	-	0,100	-	328
*Subleito (W _{ót} -2%)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	259
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,060	0,140	0,160	3000
Base (W _{ót} +2% pós)	0,150	0,100	0,100	0,100	0,200	354
Sub-base (W _{ót} +2% pós)	0,100	0,100	0,100	0,100	0,200	288
*Subleito (W _{ót} +2% pós)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	147
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,050	0,070	0,100	3000
Base (W _{ót} -2% pós)	0,150	0,100	0,150	0,100	0,100	548
Sub-base (W _{ót} -2% pós)	-	-	-	0,100	-	682
*Subleito (W _{ót} -2% pós)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	440

* Espessura do subleito só é usada para análise de EF.

FONTE: Própria autora (2013).

Figura 52 – Comparação das espessuras das estruturas com subleito A-4.



FONTE: Própria autora (2013).

Observando-se a Figura 52, percebe-se que as menores espessuras dos pavimentos são obtidas quando se consideram as estruturas submetidas: (i) à secagem de 2% após compactação ($W_{ót-2\%}$ pós) e (ii) compactada 2% abaixo da umidade ótima ($W_{ót-2\%}$). Os materiais nestas umidades apresentam os maiores módulos de resiliência.

A Tabela 38 exhibe os dados de entrada no CAP3D para realização das análises, bem como os valores adotados como resultado do dimensionamento mecanístico-empírico para os materiais com subleito do tipo A-2-4, considerando-se diferentes umidades e números N.

Compararam-se também os pavimentos com subleito A-2-4, dimensionados para diferentes umidades. A Figura 53 apresenta essa comparação para diversos números N (1×10^6 , 5×10^6 , 1×10^7 , 5×10^7 e 1×10^8). Da mesma forma que foi observada para as estruturas com subleito do tipo A-4, as estruturas que se apresentaram 2% abaixo da umidade ótima, na compactação e na pós-compactação, exibiram as menores espessuras dentre as estruturas.

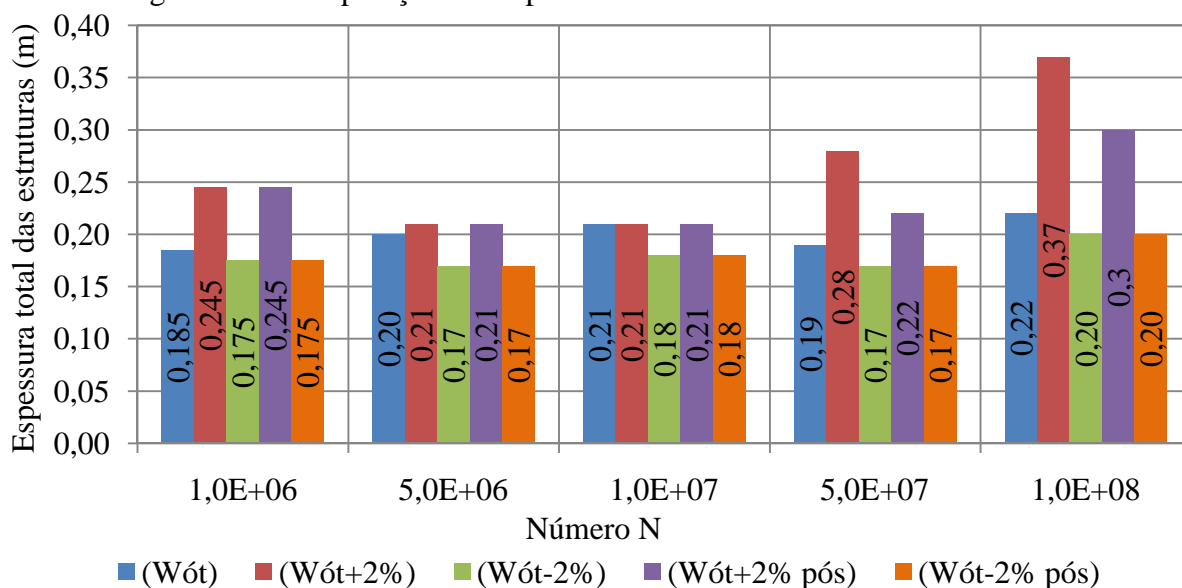
Tabela 38 – Dados de entrada para reanálise dos pavimentos com subleito A-2-4.

Composição do pavimento	Espessura em função do número N (m)					MR (MPa)
	N= 1×10^6	N= 5×10^6	N= 1×10^7	N= 5×10^7	N= 1×10^8	
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,060	0,090	0,120	3000
Base ($W_{ót}$)	0,160	0,150	0,150	0,100	0,100	363
*Subleito ($W_{ót}$)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	277
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,060	0,130	0,170	3000
Base ($W_{ót+2\%}$)	0,220	0,160	0,150	0,150	0,200	317
*Subleito ($W_{ót+2\%}$)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	174
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,050	0,070	0,100	3000
Base ($W_{ót-2\%}$)	0,150	0,120	0,130	0,100	0,100	506
*Subleito ($W_{ót-2\%}$)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	354
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,060	0,120	0,150	3000
Base ($W_{ót+2\%}$ pós)	0,220	0,160	0,150	0,100	0,150	354
*Subleito ($W_{ót+2\%}$ pós)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	198
Revestimento (TSD)	0,025	-	-	-	-	500
Revestimento (CBUQ)	-	0,050	0,050	0,070	0,100	3000
Base ($W_{ót-2\%}$ pós)	0,150	0,120	0,130	0,100	0,100	548
*Subleito ($W_{ót-2\%}$ pós)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	302

* Espessura do subleito só é usada para análise de EF.

FONTE: Própria autora (2013).

Figura 53 – Comparação das espessuras das estruturas com subleito A-2-4.



FONTE: Própria autora (2013).

Os resultados apresentados nas Figuras 52 e 53 e nas Tabelas 37 e 38 mostram como a variação de $\pm 2\%$ em termos absolutos em torno da umidade ótima, normalmente aceito para a compactação do solo em campo, pode representar variações significativas nos dimensionamentos dos pavimentos.

Nos resultados de saída das análises verificaram-se o deslocamento vertical (deflexão), a tensão horizontal e a tensão vertical, admitindo que esses resultados sejam máximos no eixo vertical central do carregamento. A deflexão no topo do pavimento (para verificar a fadiga) foi obtida nas umidades estudadas neste trabalho para as estruturas com subleitos A-4 e A-2-4, conforme mostram as Tabelas 39 e 40, respectivamente. As deflexões máximas admitidas foram calculadas pelas Equações (15) e (16) recomendadas por Preussler (1983).

Tabela 39 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estruturas com subleito A-4.

Número N	1×10^6	5×10^6	1×10^7	5×10^7	1×10^8	
Umidades	$W_{ót}$	35	26	26	17	15
	$W_{ót+2\%}$	39	30	28	17	15
	$W_{ót-2\%}$	28	22	21	16	15
	$W_{ót+2\%}$ pós	39	31	29	18	15
	$W_{ót-2\%}$ pós	21	16	16	16	12
D_{adm} (0,01 mm)	105	77	68	18	15	

FONTE: Própria autora (2013).

Tabela 40 – Deflexão no topo do pavimento (0,01 mm) – Estruturas com subleito A-2-4.

Número N	1×10^6	5×10^6	1×10^7	5×10^7	1×10^8	
Umidades	$W_{ót}$	31	23	22	18	15
	$W_{ót+2\%}$	39	30	28	18	15
	$W_{ót-2\%}$	24	19	19	16	14
	$W_{ót+2\%}$ pós	35	27	25	18	15
	$W_{ót-2\%}$ pós	25	20	19	17	15
D_{adm} (0,01 mm)	105	77	68	18	15	

FONTE: Própria autora (2013).

Através das Tabelas 39 e 40 é possível perceber que todas as estruturas apresentaram valores inferiores ou iguais às deflexões máximas admitidas pelos critérios de desempenho adotados. Dessa forma, para os dimensionamentos considerando os números N de 5×10^7 e 1×10^8 , essas sugestões de estruturas só apresentarão problemas referentes à fadiga por deflexão no topo do pavimento quando atingirem o número total de passagens do eixo padrão especificado neste trabalho.

Os resultados das tensões horizontais (para verificar a fissuração por fadiga) das estruturas dimensionadas para os subleitos A-4 e A-2-4, obtidos nas umidades estudadas neste trabalho, estão apresentados nas Tabelas 41 e 42, respectivamente.

Tabela 41 – Tensões horizontais na face inferior do revestimento (kgf/cm²) para diversas estruturas e umidades – Estruturas com subleito A-4.

Número N	1×10^6	5×10^6	1×10^7	5×10^7	1×10^8	
Umidade	$W_{ót}$	-3,3	-0,9	-0,9	0,0	0,0
	$W_{ót+2\%}$	-3,2	-0,8	-0,5	0,0	0,0
	$W_{ót-2\%}$	-3,6	-0,9	-1,0	0,0	0,1
	$W_{ót+2\%}$ pós	-3,3	-0,8	-0,6	0,1	0,0
	$W_{ót-2\%}$ pós	-3,3	-1,0	-1,1	0,0	-0,1
σ_{adm} (kgf/cm ²)	0,59	0,44	0,39	0,29	0,25	

O sinal negativo se refere a esforços de compressão.

FONTE: Própria autora (2013).

Tabela 42 – Tensões horizontais na face inferior do revestimento (kgf/cm²) para diversas estruturas e umidades – Estruturas com subleito A-2-4.

Número N	1×10^6	5×10^6	1×10^7	5×10^7	1×10^8	
Umidade	$W_{ót}$	-3,1	-3,0	-0,6	-0,2	0,0
	$W_{ót+2\%}$	-3,1	-0,8	-0,5	0,0	0,0
	$W_{ót-2\%}$	-3,4	-1,0	-1,0	-4,2	-0,1
	$W_{ót+2\%}$ pós	-3,2	-0,9	-0,6	0,1	0,1
	$W_{ót-2\%}$ pós	-3,6	-1,0	-1,0	-0,4	0,0
σ_{adm} (kgf/cm ²)	0,59	0,44	0,39	0,29	0,25	

O sinal negativo se refere a esforços de compressão.

FONTE: Própria autora (2013).

Observando os resultados exibidos nas Tabelas 41 e 42 é possível perceber que todas as estruturas apresentaram valores inferiores aos máximos admitidos pelos critérios de desempenho adotados quanto às tensões horizontais na face inferior do revestimento. Dessa forma, essas estruturas tendem a não apresentarem fissuração por fadiga até atingirem o número total de passagens do eixo padrão especificado neste estudo.

Para verificação da deformação permanente no topo do subleito verificaram-se as tensões verticais de compressão que atuam nesse ponto. As Tabelas 43 e 44 resumem os resultados dessas tensões para as estruturas com subleitos A-4 e A-2-4, respectivamente, em todas as umidades estudadas nesta pesquisa.

Tabela 43 – Resultados das tensões verticais de compressão no topo do subleito (kgf/cm²) para diversas estruturas e umidades – Dimensionamentos com subleito A-4.

Tensões calculadas e admissíveis (kgf/cm ²) para cada umidade	Número N					
	1×10 ⁶	5×10 ⁶	1×10 ⁷	5×10 ⁷	1×10 ⁸	
W _{ót}	σ _{vcalc}	1,8	1,2	0,9	0,5	0,4
	σ _{vadm}	2,6	2,4	2,3	2,1	2,1
W _{ót+2%}	σ _{vcalc}	0,9	0,9	0,8	0,4	0,2
	σ _{vadm}	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
W _{ót-2%}	σ _{vcalc}	1,8	1,7	1,2	0,5	0,8
	σ _{vadm}	3,0	2,8	2,7	2,5	2,4
W _{ót+2%} pós	σ _{vcalc}	0,8	0,8	0,7	0,3	0,3
	σ _{vadm}	1,7	1,6	1,5	1,4	1,4
W _{ót-2%} pós	σ _{vcalc}	2,0	2,0	1,4	0,5	1,1
	σ _{vadm}	5,2	4,7	4,6	4,2	4,1

FONTE: Própria autora (2013).

Tabela 44 – Resultados das tensões verticais de compressão no topo do subleito (kgf/cm²) para diversas estruturas e umidades – Dimensionamentos com subleito A-2-4.

Tensões calculadas e admissíveis (kgf/cm ²) para cada umidade	Número N					
	1×10 ⁶	5×10 ⁶	1×10 ⁷	5×10 ⁷	1×10 ⁸	
W _{ót}	σ _{vcalc}	1,8	1,3	1,1	1,1	0,8
	σ _{vadm}	2,7	2,4	2,4	2,2	2,1
W _{ót+2%}	σ _{vcalc}	1,1	1,0	1,0	0,5	0,3
	σ _{vadm}	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
W _{ót-2%}	σ _{vcalc}	2,0	1,6	1,5	1,5	1,1
	σ _{vadm}	4,2	3,8	3,7	3,4	3,3
W _{ót+2%} pós	σ _{vcalc}	1,1	1,1	1,0	0,7	0,4
	σ _{vadm}	2,3	2,1	2,1	1,9	1,8
W _{ót-2%} pós	σ _{vcalc}	1,8	1,5	1,4	1,4	1,0
	σ _{vadm}	3,6	3,2	3,1	2,9	2,8

FONTE: Própria autora (2013).

Observando as Tabelas 43 e 44 é possível perceber que os resultados obtidos são inferiores em todos os casos às tensões verticais máximas admitidas nos topos dos subleitos, calculadas pela Equação (19). Demonstra-se que os números de repetições adotados nesta pesquisa não causam a ruptura por deformação permanente dos pavimentos, nem mesmo quando eles estão submetidos aos teores de umidades testados nesta pesquisa.

5.7. Comparação do Método Empírico do DNIT e de um Mecanístico-Empírico

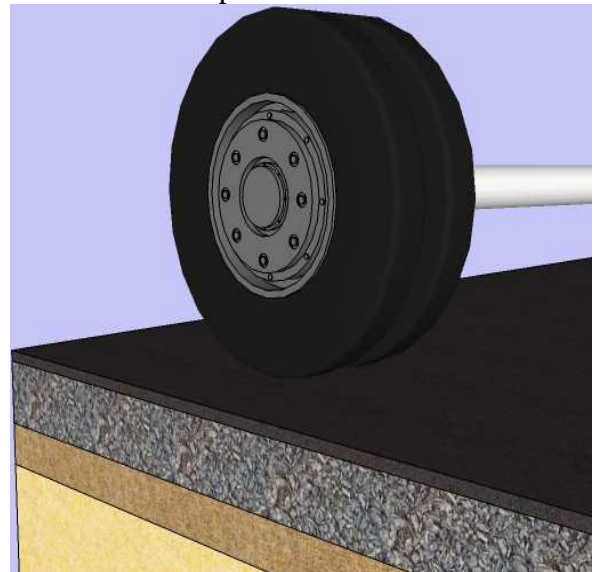
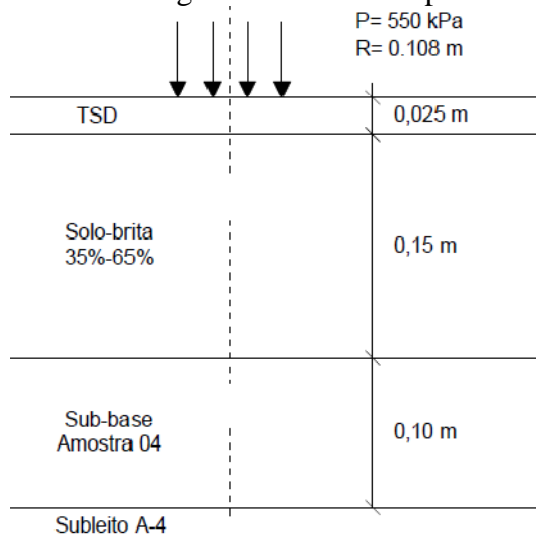
Para comparação das estruturas dimensionadas pelo método empírico do DNIT e por um método mecanístico-empírico, utilizando o programa CAP3D, admitiram-se os resultados da maior estrutura para um mesmo número N. Dessa forma, adotou-se os dimensionamentos para o subleito A-4 e A-2-4, submetidos ao tráfego N de 1×10^6 , 5×10^6 , 1×10^7 , 5×10^7 e 1×10^8 .

5.7.1. Comparação das Espessuras dos Pavimentos para $N = 1 \times 10^6$

As estruturas mostradas nas Figuras 54 e 55 representam estruturas de uma rodovia de baixo volume de tráfego, sendo composta por um subleito (A-4 ou A-2-4, respectivamente), uma sub-base (no caso do solo A-4), uma camada de base e um revestimento em tratamento superficial duplo com capa selante.

Adotou-se, para as estruturas dimensionadas para o subleito A-4 e $N = 1 \times 10^6$, o valor de 0,025 m para espessura do revestimento. Para as espessuras das camadas granulares foi-se variando até os valores de 0,15 m e 0,10 m para espessuras da base e da sub-base, respectivamente. A Figura 54 representa o perfil do pavimento obtido por um método mecanístico-empírico para esse tipo de subleito.

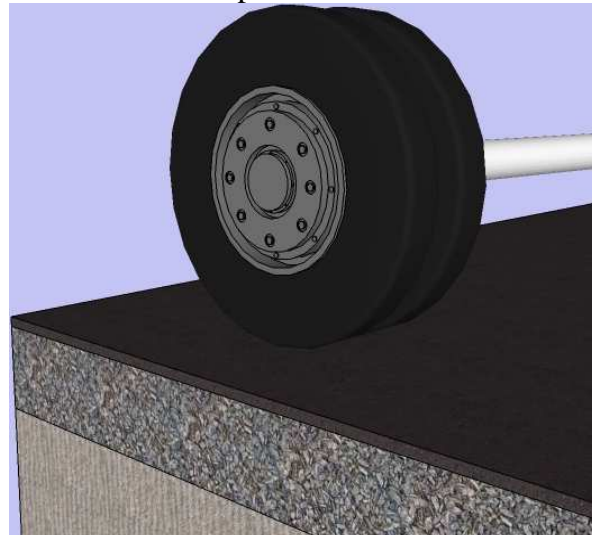
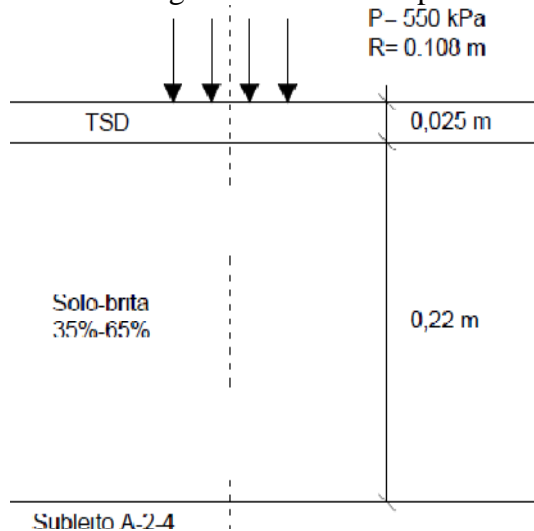
Figura 54 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 para $N = 1 \times 10^6$.



FONTE: Própria autora (2013).

Para todas as estruturas dimensionadas para o subleito A-2-4 e $N = 1 \times 10^6$, adotou-se o valor de 0,025 m para espessura do revestimento. Foi-se variando a espessura da camada de base até o valor de 0,22 m. A Figura 55 mostra o perfil desse pavimento obtido por um método mecanístico-empírico.

Figura 55 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 para $N = 1 \times 10^6$.

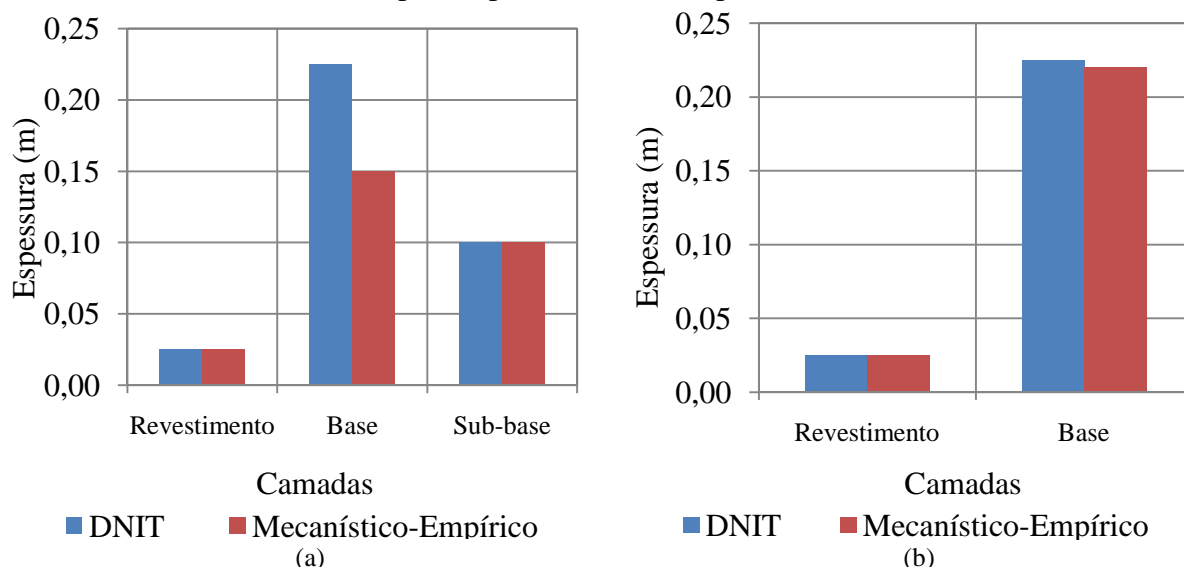


FONTE: Própria autora (2013).

A Figura 56 (a) mostra a comparação das estruturas obtidas, considerando-se os dois métodos de dimensionamento dos pavimentos (mecanístico-empírico e empírico do DNIT) para $N = 1 \times 10^6$. Realizou-se também a comparação das espessuras das camadas dos

pavimentos dimensionados para o subleito A-2-4 submetidas a esse nível de tráfego. A Figura 56 (b) mostra os resultados dessa comparação.

Figura 56 – Comparação das espessuras das camadas dos pavimentos, obtidas pelos métodos do DNIT e mecanístico-empírico, para $N = 1 \times 10^6$ e para o subleito (a) A-4 e (b) A-2-4.



FONTE: Própria autora (2013).

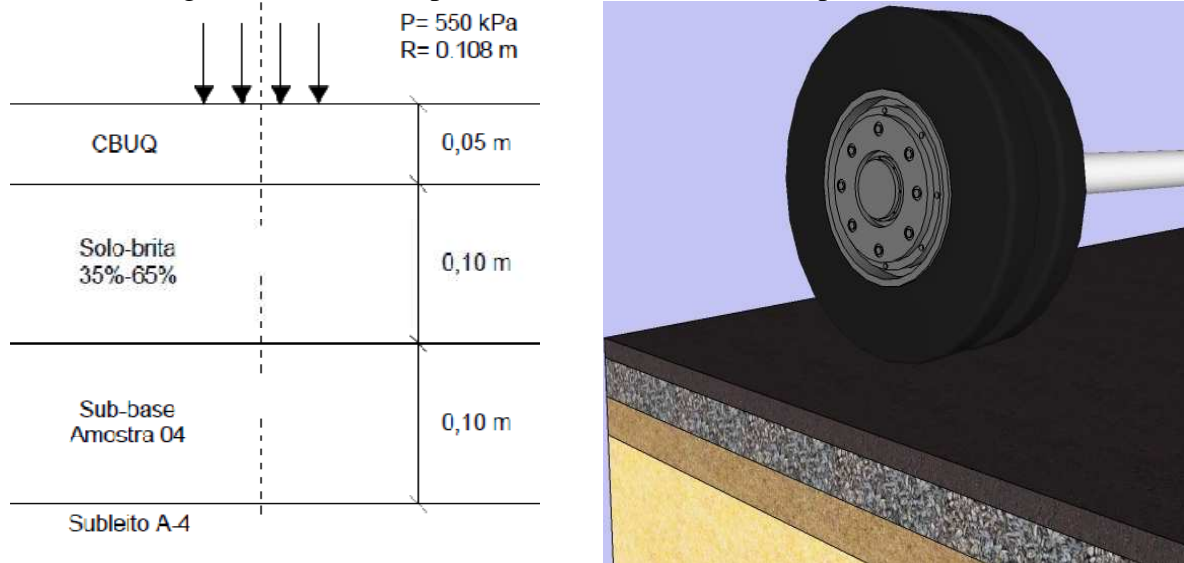
A Figura 56 (a) mostra que para o número N de 1×10^6 , o dimensionamento pelo método empírico do DNIT exige uma camada de base 50% maior que o dimensionamento mecanístico-empírico.

Observando a Figura 56 (b) nota-se que para o nível de tráfego de 1×10^6 , no dimensionamento pelo método empírico do DNIT, para o subleito A-2-4, adota-se uma espessura para camada de base muito parecida, diferindo-se apenas 2%, à que foi encontrada no dimensionamento mecanístico-empírico.

5.7.2. Comparação das Espessuras dos Pavimentos para $N = 5 \times 10^6$

Adotou-se, para as estruturas dimensionadas para o subleito A-4 e $N = 5 \times 10^6$, o valor de 0,05 m para espessura do revestimento. Para as camadas granulares foi-se variando até o valor de 0,10 m para espessura da base e da sub-base. A Figura 57 ilustra o perfil do pavimento obtido por um método mecanístico-empírico.

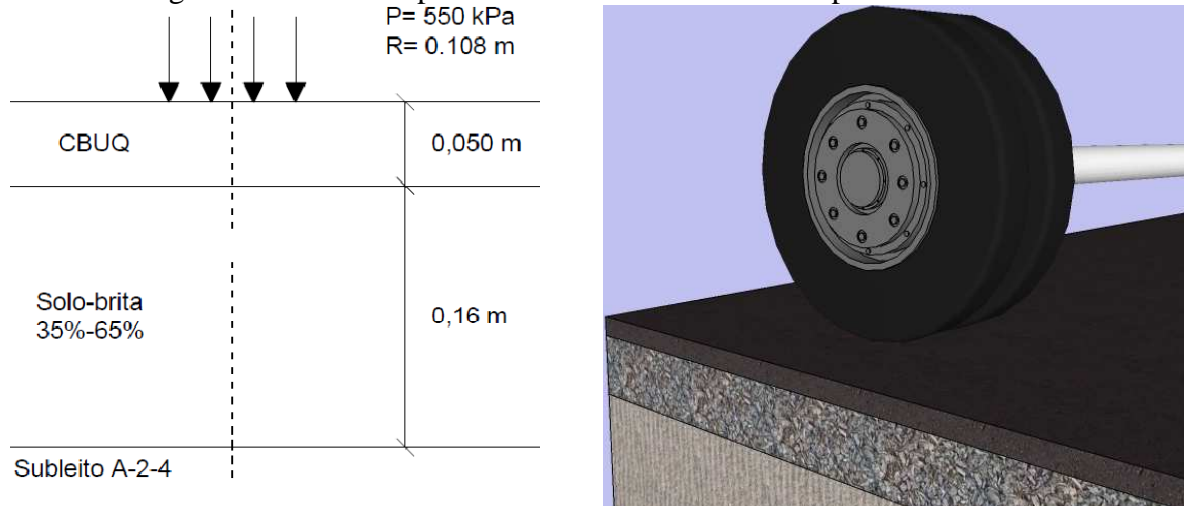
Figura 57 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 para $N = 5 \times 10^6$.



FONTE: Própria autora (2013).

Efetuiu-se também a comparação das espessuras das camadas dos pavimentos dimensionados para o subleito do tipo A-2-4 e $N = 5 \times 10^6$. Nesta estrutura, foi-se variando a espessura da base até o valor de 0,16 m. A Figura 58 ilustra o perfil do pavimento que foi obtido por um método mecanístico-empírico.

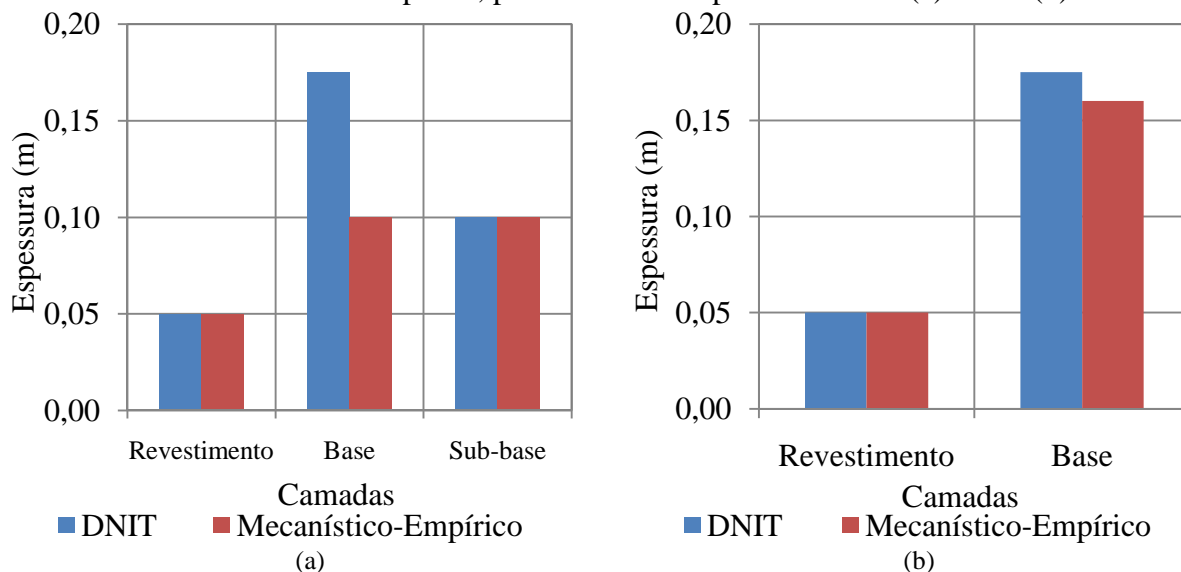
Figura 58 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 para $N = 5 \times 10^6$.



FONTE: Própria autora (2013).

Na Figura 59 (a) e (b), mostra-se a comparação das espessuras das camadas dos pavimentos dimensionados para o subleito A-4 e A-2-4, respectivamente, para o caso dos métodos do DNIT e mecanístico-empírico. Adotou-se para todas estas estruturas o valor de 0,05 m para as espessuras dos revestimentos.

Figura 59 – Comparação das espessuras das camadas dos pavimentos, obtidas pelos métodos do DNIT e mecânico-empírico, para $N = 5 \times 10^6$ e para o subleito (a) A-4 e (b) A-2-4.



FONTE: Própria autora (2013).

A Figura 59 (a) mostra que para o número $N = 5 \times 10^6$, o dimensionamento pelo método empírico do DNIT exige uma camada de base 75% maior que o dimensionamento mecânico-empírico.

Para os dimensionamentos com o subleito A-2-4 e o número $N = 5 \times 10^6$ perceberam-se resultados similares aos obtidos para esse mesmo material quando submetido ao tráfego de 1×10^6 . Na Figura 59 (b), verifica-se uma pequena diferença quanto às espessuras da camada de base para os dois dimensionamentos. Nota-se que o dimensionamento empírico do DNIT apresentou uma base com espessura 9% maior que o dimensionamento mecânico-empírico.

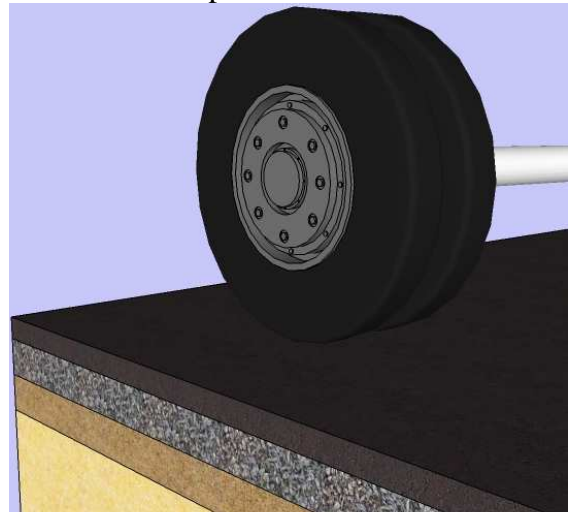
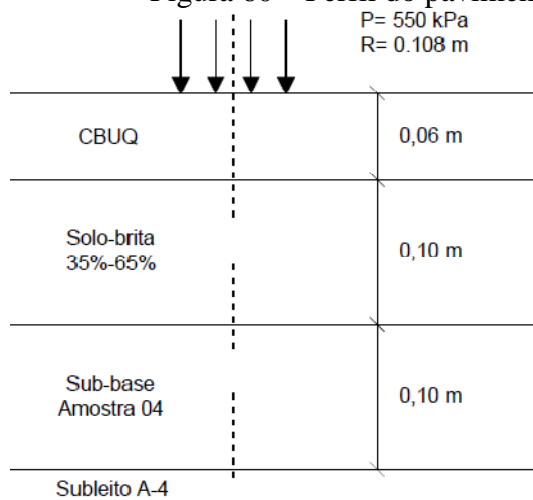
5.7.3. Comparação das Espessuras dos Pavimentos para $N = 1 \times 10^7$

As Figuras 60 e 61 representam os perfis dos pavimentos obtidos pela variação das espessuras dos revestimentos e das camadas granulares por um método mecânico-empírico para $N = 1 \times 10^7$, considerando-se o subleito A-4 e A-2-4, respectivamente. Esses resultados foram usados para comparação com o método empírico do DNIT (ver Figura 62).

Na comparação das estruturas obtidas pelo método empírico do DNIT e por um método mecânico-empírico para o nível de tráfego $N = 1 \times 10^7$ mostra-se que foi necessário alterar tanto a espessura do revestimento quanto à espessura da camada de base no dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-4. Para as estruturas comparadas no

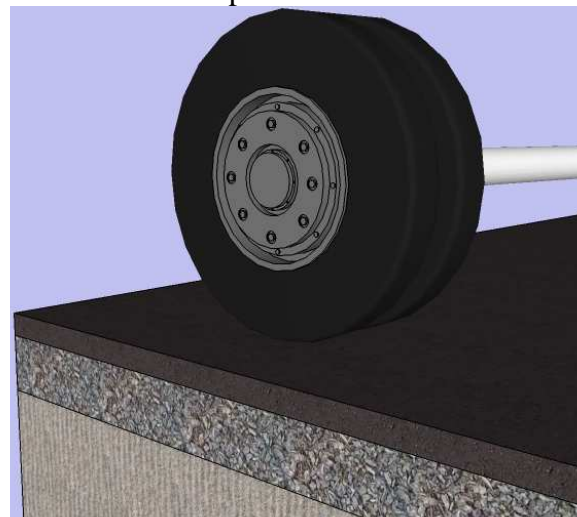
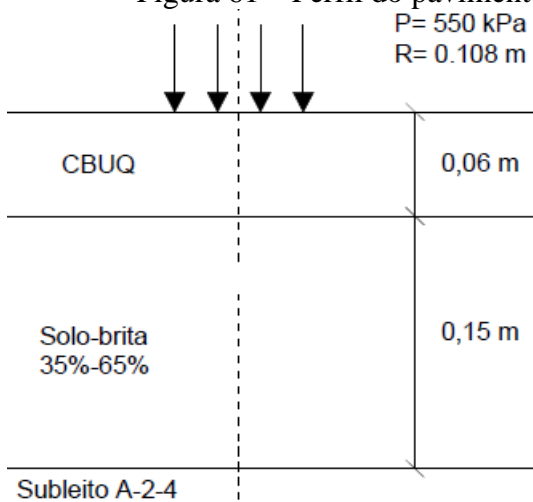
pavimento sobre um subleito A-2-4, foi possível manter o valor de 0,15 m para espessura da camada de base nos dois dimensionamentos, alterando-se apenas a espessura do revestimento. A Figura 62 (a) e (b) mostram os resultados dessas comparações quando se utiliza um subleito A-4 e A-2-4, respectivamente.

Figura 60 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 para $N = 1 \times 10^7$.



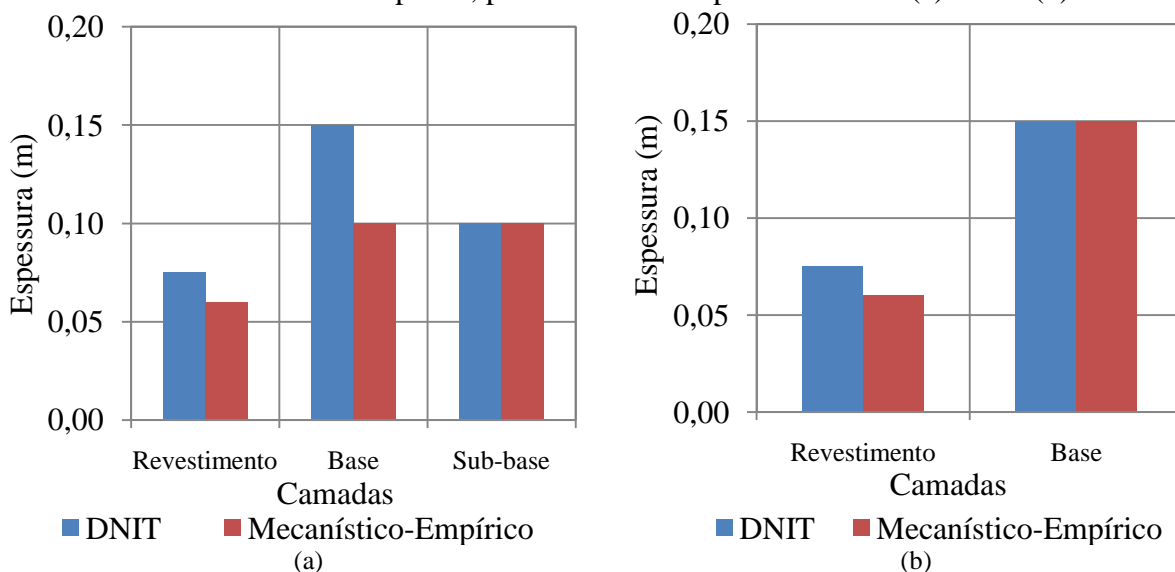
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 61 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 para $N = 1 \times 10^7$.



FONTE: Própria autora (2013).

Figura 62 – Comparação das espessuras das camadas dos pavimentos, obtidas pelos métodos do DNIT e mecanístico-empírico, para $N = 1 \times 10^7$ e para o subleito (a) A-4 e (b) A-2-4.



FONTE: Própria autora (2013).

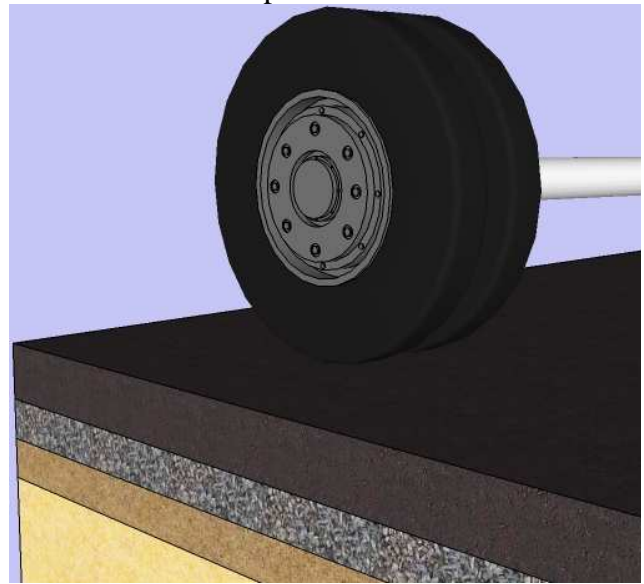
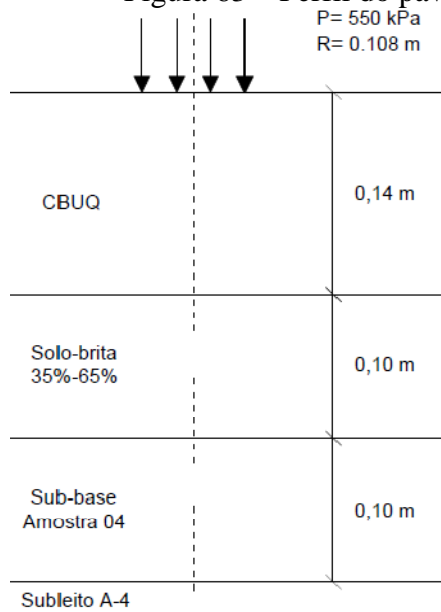
A Figura 62 (a) mostra que para os materiais utilizados nesta pesquisa, para o número $N = 1 \times 10^7$, o dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-4 por um método mecanístico-empírico proporciona uma economia de 20% no revestimento e de 33% na base de solo-brita, quando comparado com o dimensionamento empírico do DNIT, mesmo considerando no método mecanístico-empírico os materiais ensaiados 2% acima da umidade ótima. A Figura 62 (b) mostra que o dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-2-4 por um método mecanístico-empírico também proporciona uma economia de 20% no revestimento.

De forma geral, percebe-se que para os tráfegos de 1×10^6 , de 5×10^6 e de 1×10^7 , as estruturas dos pavimentos são maiores quando se dimensiona o pavimento pelo método empírico do DNIT. Verifica-se, ainda, que dependendo do material essa diferença pode ser maior, como exemplificado no dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-4, ou menor, como mostrado no dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-2-4.

5.7.4. Comparação das Espessuras dos Pavimentos para $N = 5 \times 10^7$

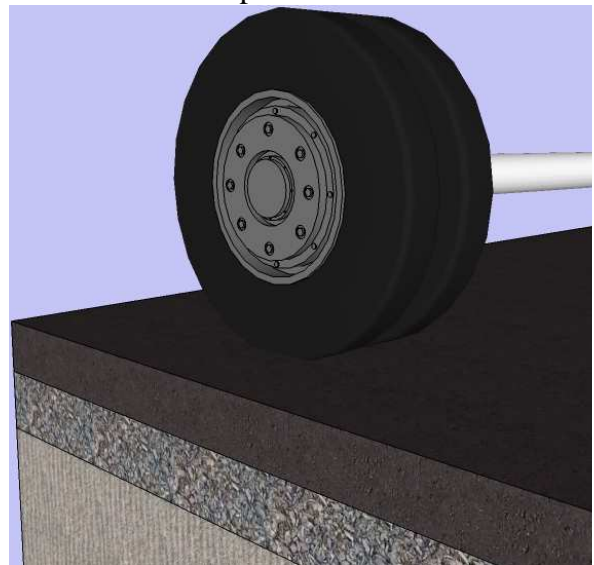
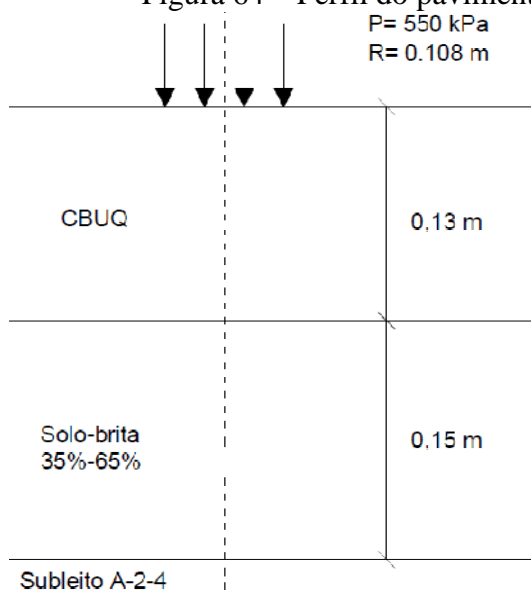
As Figuras 63 e 64 apresentam os perfis dos pavimentos obtidos por um método mecanístico-empírico, para $N = 5 \times 10^7$, para os subleitos A-4 e A-2-4, respectivamente.

Figura 63 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 para $N = 5 \times 10^7$.



FONTE: Própria autora (2013).

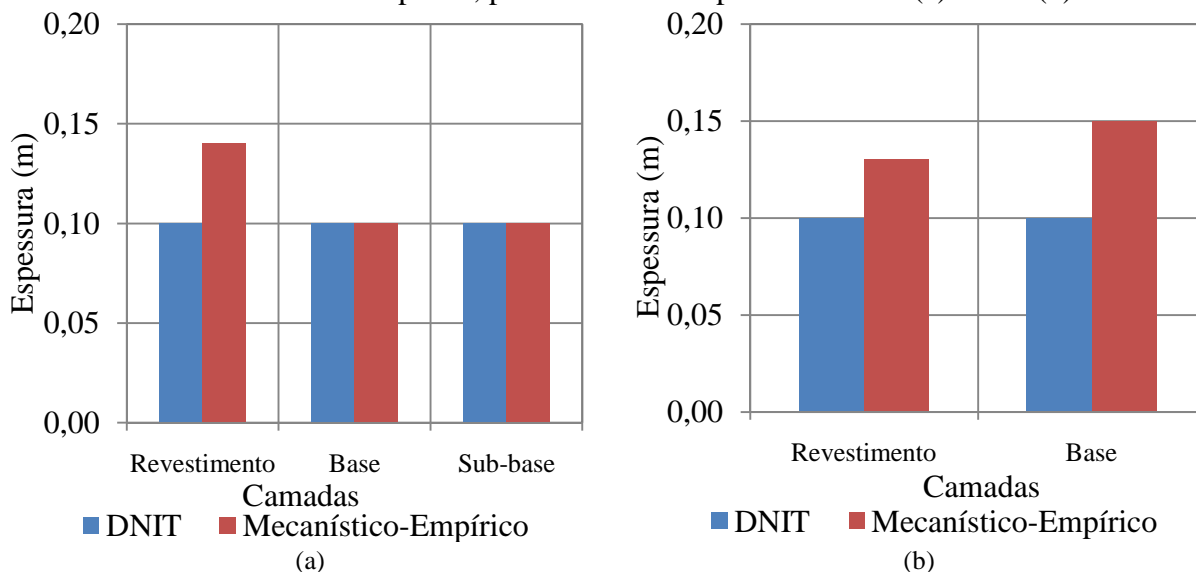
Figura 64 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 para $N = 5 \times 10^7$.



FONTE: Própria autora (2013).

Na comparação das estruturas obtidas pelo método empírico do DNIT e por um método mecanístico-empírico para $N = 5 \times 10^7$ mostra-se que foi necessário aumentar a espessura do revestimento nos dimensionamentos dos pavimentos sobre o subleito A-4 e sobre o subleito A-2-4. A Figura 65 (a) e (b) mostram os resultados dessas comparações quando se utiliza um subleito A-4 e A-2-4, respectivamente.

Figura 65 – Comparação das espessuras das camadas dos pavimentos, obtidas pelos métodos do DNIT e mecanístico-empírico, para $N = 5 \times 10^7$ e para o subleito (a) A-4 e (b) A-2-4.



FONTE: Própria autora (2013).

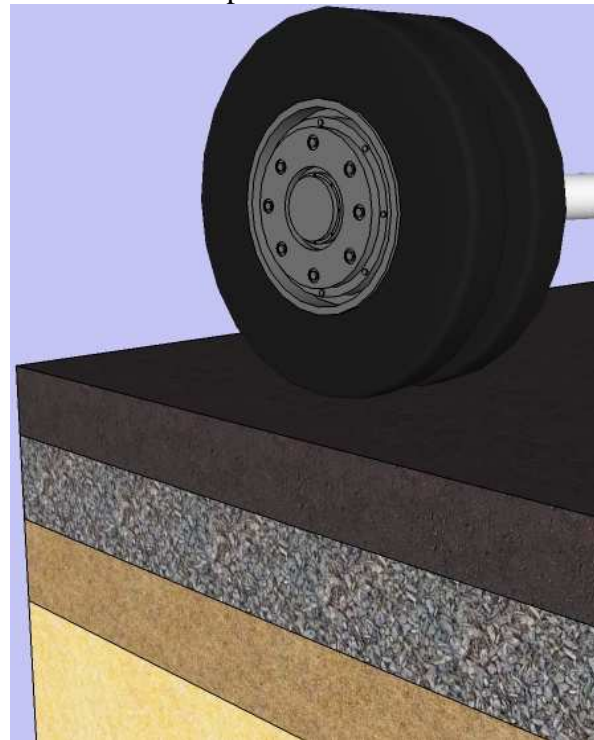
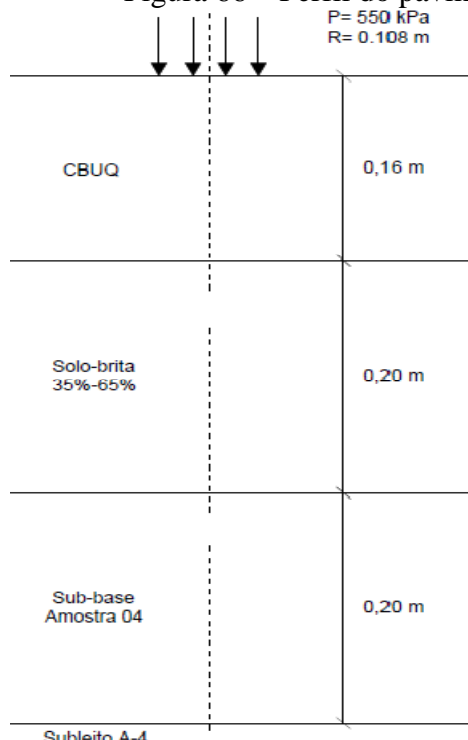
A Figura 65 (a) mostra que para o número $N = 5 \times 10^7$, o dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-4 por um método mecanístico-empírico aumentou em 40% a espessura do revestimento, quando comparado com o dimensionamento empírico do DNIT. Esse aumento foi necessário para proteger a estrutura quanto à fadiga. A espessura de 0,10 m obtida pelo método empírico do DNIT não foi suficiente para evitar a tensão de tração na base da camada asfáltica desta estrutura.

Na Figura 65 (b) é possível perceber que no dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-2-4 por um método mecanístico-empírico foi necessário aumentar 30% a espessura do revestimento, para evitar que a estrutura ultrapassasse as tensões de tração máximas admitidas na fibra inferior do revestimento asfáltico. Foi necessário aumentar também a espessura na camada de base, composta por solo-brita, em 50%, quando comparado com o dimensionamento empírico do DNIT, para evitar que o pavimento ultrapassasse os valores das deflexões máximas admitidas no topo do pavimento.

5.7.5. Comparação das Espessuras dos Pavimentos para $N = 1 \times 10^8$

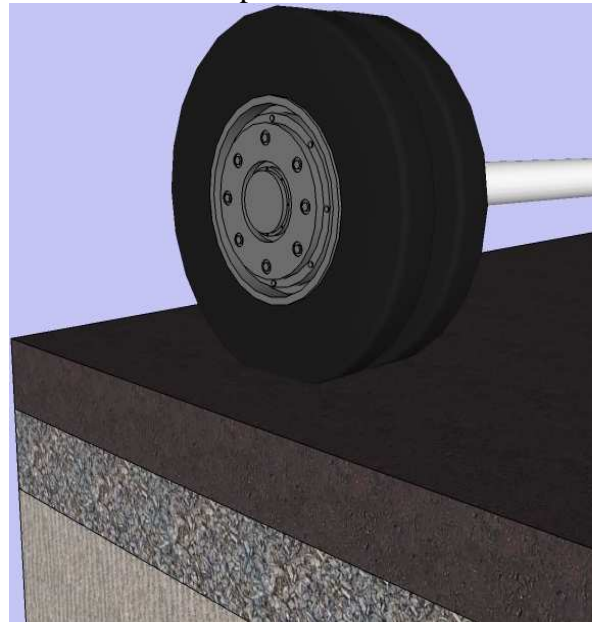
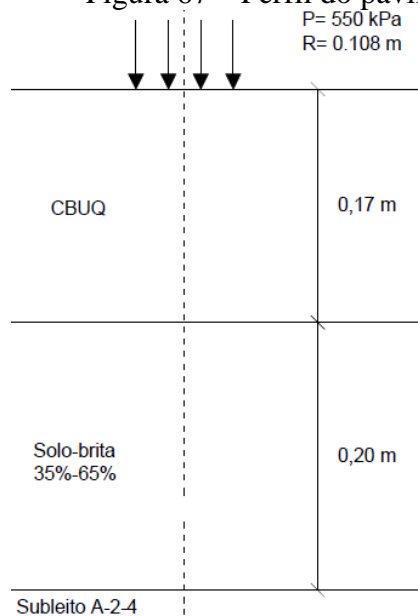
As Figuras 66 e 67 representam os perfis dos pavimentos obtidos por um método mecanístico-empírico para $N = 1 \times 10^8$, considerando a maior estrutura obtida pelas diferentes unidades, dimensionada para os subleitos A-4 e A-2-4, respectivamente.

Figura 66 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 para $N = 1 \times 10^8$.



FONTE: Própria autora (2013).

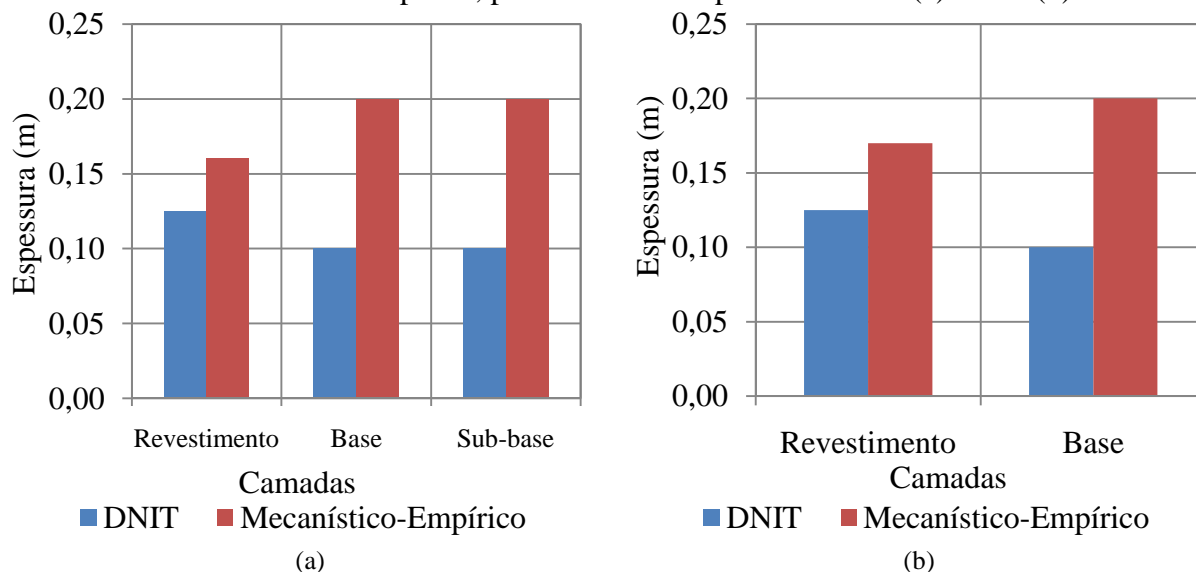
Figura 67 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 para $N = 1 \times 10^8$.



FONTE: Própria autora (2013).

A análise da Figura 68 (a) e (b) permite realizar a avaliação comparativa das estruturas de pavimentos dimensionadas através dos métodos empírico (DNIT) e mecanístico-empírico.

Figura 68 – Comparação das espessuras das camadas dos pavimentos, obtidas pelos métodos do DNIT e mecanístico-empírico, para $N = 1 \times 10^8$ e para o subleito (a) A-4 e (b) A-2-4.



FONTE: Própria autora (2013).

A Figura 68 (a) mostra que para o número $N = 1 \times 10^8$, o dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-4 por um método mecanístico-empírico aumentou em 28% e 100% a espessura do revestimento e das camadas granulares, respectivamente, quando comparado com o dimensionamento empírico do DNIT. Esse aumento foi necessário para proteger o revestimento quanto à fadiga (tensões de tração na face inferior do revestimento e deflexões). Motta (1991) já destacava que o fissuramento do revestimento pode não ocorrer se as tensões de tração e as deformações nessa camada forem limitadas.

Na Figura 68 (b) é possível perceber que no dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-2-4 por um método mecanístico-empírico foi necessário aumentar 36% a espessura do revestimento, para evitar que a estrutura ultrapassasse as tensões de tração máximas admitidas na fibra inferior do revestimento asfáltico. Foi necessário também dobrar a espessura da camada de base, composta por solo-brita, quando comparado com o dimensionamento empírico do DNIT, para evitar que o pavimento ultrapassasse os valores das deflexões máximas admitidas no topo do pavimento.

Para os dimensionamentos realizados para os números N de 1×10^6 , de 5×10^6 e de 1×10^7 , os resultados mostraram que é possível diminuir as espessuras das estruturas, dimensionadas pelo método empírico do DNIT, visando diminuir custos, e ainda assim atender a necessidade do tráfego previsto. Tais resultados foram apontados também por Benevides (2000) ao comparar o dimensionamento feito pelo método do antigo DNER (atual DNIT) com o dimensionamento mecanístico para três trechos de rodovias do estado do Ceará.

Para os dimensionamentos realizados para os números N de 5×10^7 e de 1×10^8 percebeu-se que o método do DNIT subdimensiona as estruturas, deixando-as susceptíveis quanto à fadiga. Bezerra Neto (2004) já alertava quanto a essas conclusões.

5.8. Considerações Finais

Neste capítulo apresentaram-se os dimensionamentos de pavimentos, para os materiais estudados nesta pesquisa, pelo método empírico do DNIT, em que as estruturas com o subleito da amostra 01 (A-4) não sofreram alterações quando dimensionadas com os resultados de CBR imersos após 24 horas ou após 4 dias. No caso dos dimensionamentos utilizando o resultado de CBR sem imersão, só ocorreu alteração nas estruturas para o número N de 1×10^7 e de 1×10^8 . Para as estruturas dimensionadas com o subleito da amostra 03 (A-2-4), não ocorreram alterações no dimensionamento, quando foi adotado o CBR sem imersão, após 24 horas de imersão ou após 4 dias de imersão. As espessuras das camadas dessas estruturas serão as mesmas, quando dimensionadas pelo método empírico do DNIT para um mesmo número N.

Ainda neste capítulo foram apresentados os resultados das análises mecânicas realizadas com o programa computacional CAP3D e com o AEMC, do SisPav. Analisaram-se os resultados de deslocamento vertical, tensões de tração e de compressão que ocorrem em pontos críticos do pavimento, e observou-se para os que o deslocamento vertical do pavimento variou com o teor de umidade das amostras analisadas. Valores menores de umidade resultaram em deslocamentos verticais menores e estes aumentaram com o acréscimo da umidade. Para os materiais testados nesta pesquisa percebeu-se que o efeito da umidade nos resultados dos deslocamentos verticais é mais acentuado após a construção dos pavimentos para a estrutura com subleito do tipo A-4. Já no subleito do tipo A-2-4, o efeito nos resultados dos deslocamentos verticais é mais acentuado na fase de construção dos pavimentos.

Mostrou-se que as estruturas dimensionadas pelo método empírico do DNIT, para os números N de 5×10^7 e de 1×10^8 , ultrapassam as deflexões admissíveis no topo do pavimento quando as estruturas atingem 2% acima da umidade, tanto na compactação, quanto após a compactação. No caso da estrutura com subleito A-4 dimensionada para um número N de 1×10^8 , a estrutura ultrapassa a deflexão admissível no topo do pavimento até mesmo quando o material está na umidade ótima. Este fato constata a ineficiência do método empírico do DNIT quanto à fadiga.

Observou-se que, no dimensionamento das estruturas para um número N de 1×10^8 pelo método empírico do DNIT, as tensões de tração obtidas foram superiores às tensões de tração máximas admissíveis na fibra inferior dos revestimentos quando os materiais atingem 2% acima da umidade ótima e até mesmo quando o material está na umidade ótima. Já para o dimensionamento da estrutura 2% acima da umidade ótima com subleito A-2-4, as tensões de tração são superiores às tensões de tração máximas admissíveis na fibra inferior dos revestimentos até para o número N de 5×10^7 .

As tensões verticais de compressão no topo do subleito são superiores quando se utilizam os materiais com teor de umidade menor. As maiores tensões verticais nos subleitos são apresentadas quando o revestimento tem espessura de 2,5 cm, mostrando que estes revestimentos transferiram as cargas para as camadas inferiores. No entanto, as tensões de compressão obtidas nos topos dos subleitos foram inferiores, em todos os casos, para os critérios de desempenho admitidos. Demonstra-se que os números de repetições adotados nesta pesquisa não causam a ruptura por deformação permanente, nem mesmo quando submetido a teores de umidades diferentes.

Com os resultados apresentados nesta pesquisa verificou-se que as análises realizadas pelo CAP3D e pelo AEMC, incorporado no SisPav, apresentaram valores muito próximos de deslocamentos verticais, tensões horizontais e tensões verticais, mesmo o primeiro programa sendo baseado no MEF e o segundo na teoria da elasticidade. Destaca-se, ainda, que as diferenças apresentadas não são significativas e não comprometem a confiabilidade dos resultados.

A comparação, das análises elásticas lineares e não lineares realizadas com o AEMC, mostrou que mesmo as estruturas não alterando suas espessuras, no caso das estruturas testadas (por não atingirem os valores máximos admissíveis), a consideração da não linearidade das camadas granulares implicou em diferenças nos resultados dos deslocamentos verticais, tensões horizontais e verticais. Percebeu-se que essas diferenças foram maiores nos resultados dos deslocamentos verticais e tensões horizontais, e que estes são essenciais para verificação da fadiga.

Verificou-se que a variação de $\pm 2\%$ em termos absolutos em torno da umidade ótima, normalmente aceito para a compactação do solo em campo, podem representar variações significativas nos dimensionamentos dos pavimentos. Para as estruturas sobre o subleito A-4 e A-2-4, estudados nesta pesquisa, foi possível perceber que estruturas mais esbeltas são obtidas quando se considera os materiais 2% abaixo da umidade ótima, tanto de

compactação quanto de pós-compactação. Mas esta prática não deve ser incentivada, pois se a umidade vier a aumentar a tendência é que o pavimento seja prejudicado.

Na comparação dos dimensionamentos empíricos com os mecanísticos-empíricos percebeu-se que para os tráfegos de 1×10^6 , de 5×10^6 e de 1×10^7 , as estruturas dos pavimentos são maiores quando se dimensiona o pavimento pelo método empírico do DNIT. Verificou-se, ainda, que dependendo do material essa diferença pode ser maior, como exemplificado no dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-4, ou menor, como mostrado no dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-2-4.

Verificou-se que para os tráfegos de 5×10^7 e de 1×10^8 as estruturas dos pavimentos foram maiores quando dimensionados por um método mecanístico-empírico. Nesses casos, foi necessário aumentar tanto a espessura do revestimento, para evitar que a estrutura ultrapassasse as tensões de tração máximas admitidas na fibra inferior do revestimento asfáltico, quanto à espessura das camadas granulares, para evitar que o pavimento ultrapassasse os valores das deflexões máximas admitidas no topo do pavimento.

No próximo capítulo serão apresentadas, de modo mais resumido, as conclusões desta pesquisa e as recomendações para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1. Considerações Iniciais

São apresentadas neste capítulo as principais conclusões e as constatações do programa experimental obtidas por meio da realização da presente dissertação de mestrado, bem como algumas recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros. Ressalta-se que todas as conclusões restringem-se ao universo dos materiais estudados e aos resultados do programa experimental executado e análises realizadas.

Buscou-se contemplar, principalmente, o efeito da imersão dos corpos de prova quanto aos resultados do ensaio de CBR e no dimensionamento empírico do DNIT, a influência da umidade de compactação e da pós-compactação nos valores de MR, o emprego dos resultados dos ensaios nas análises e no dimensionamento de pavimentos e a comparação da análise realizada com o CAP3D e com o AEMC, do SisPav.

6.2. Conclusões Principais

6.2.1. *Quanto a Avaliação do Ensaio de CBR em Diferentes Condições de Imersão*

a) Os resultados dos ensaios CBR, para as condições variadas de umidade das amostras 01, 03, 04 e 05, encontram-se dentro da dispersão esperada para tal ensaio ($\pm 30\%$). Pode-se admitir, nesses casos, que não há diferença entre os resultados sem imersão, após 24 horas de imersão e após 4 dias de imersão.

b) Os resultados sob as condições de umidade impostas para os solos estudados nesta pesquisa pouco diferiram dos resultados apresentados para o ensaio sem imersão.

6.2.2. *Quanto a Avaliação da Variação da Umidade de Compactação e de Pós-Compactação nos Resultados dos Ensaios de Módulo de Resiliência*

a) O módulo de resiliência das camadas granulares e dos subleitos dos pavimentos propostos variou em função do teor de umidade de compactação e de pós-compactação. Valores menores de umidades resultaram em módulos de resiliência

maiores e esses diminuíram à medida que o teor de umidade foi maior para os solos do subleito, visto que os dois subleitos propostos neste trabalho se mostraram sensíveis à presença de água. Tais ocorrências requerem a concepção de um sistema eficiente de drenagem e o uso de acostamentos impermeabilizados, visando proteger esses subleitos de elevações excessivas de umidade.

b) Analisando o efeito da variação da umidade na fase de construção dos pavimentos, verificou-se que o subleito do tipo A-2-4 é mais sensível ao acréscimo de água que o subleito do tipo A-4. Entretanto, o subleito do tipo A-4 se mostrou mais sensível à ação da água na fase de pós-construção dos pavimentos.

c) Nos módulos de resiliência médios dos solos considerados para emprego em sub-base e em base, observou-se que esses parâmetros foram praticamente estáveis com o acréscimo de 2% de umidade pós-compactação. Já após a secagem de 2% dos corpos de provas compactados na umidade ótima, verificou-se que os MRs médios apresentaram maiores aumentos. No entanto, verificou-se a sensibilidade dessas amostras na fase de construção dos pavimentos. Essa comprovação pode representar um alerta para variação de $\pm 2\%$, em termos absolutos para o valor da umidade ótima, normalmente aceito para a compactação dos solos em campo.

6.2.3. Quanto ao Dimensionamento de Pavimentos pelo Método Empírico do DNIT

a) As estruturas com o subleito do tipo A-4 não foram alteradas quando dimensionadas com os resultados de CBR imersos após 24 horas ou após 4 dias. No caso dos dimensionamentos utilizando o resultado de CBR sem imersão, só ocorreu alteração nas estruturas para o número N de 1×10^7 e de 1×10^8 .

b) Nas estruturas dimensionadas com o subleito do tipo A-2-4 desta pesquisa, não ocorreram alterações no dimensionamento, quando foram adotados os diferentes valores de CBR (sem imersão, após 24 horas de imersão ou após 4 dias de imersão) e os diferentes números N.

c) Há tendência ao superdimensionamento dos pavimentos, quanto ao afundamento ou à deformação permanente, quando o dimensionamento é realizado pelo método do CBR. Essa comprovação não deve ser atribuída apenas aos quatro dias de imersão do ensaio.

6.2.4. Quanto a Influência da Umidade nas Respostas das Tensões e Deslocamentos de Pavimentos Flexíveis

a) Valores menores de umidade resultaram em deslocamentos verticais menores na superfície do pavimento e esses aumentaram com o acréscimo da umidade. Para os materiais testados nesta pesquisa, percebeu-se que o efeito da umidade nos resultados dos deslocamentos verticais é mais acentuado após a construção dos pavimentos para a estrutura com subleito A-4. Já no subleito A-2-4, o efeito nos resultados dos deslocamentos verticais é mais acentuado na fase de construção dos pavimentos.

b) As estruturas dimensionadas pelo método empírico do DNIT, para os números N de 5×10^7 e de 1×10^8 , ultrapassaram as deflexões admissíveis no topo do pavimento quando as estruturas atingiram 2% acima da umidade, tanto na compactação, quanto após a compactação. No caso da estrutura com subleito A-4 dimensionada para um número N de 1×10^8 , a estrutura ultrapassou a deflexão admissível no topo do pavimento até mesmo quando o material estava na umidade ótima, constatando a ineficiência do método empírico do DNIT quanto à fadiga.

c) No dimensionamento das estruturas para um número $N = 1 \times 10^8$ pelo método empírico do DNIT, as tensões de tração obtidas foram superiores as tensões de tração máximas admissíveis na fibra inferior dos revestimentos quando os materiais atingiram 2% acima da umidade ótima e quando o material estava na umidade ótima. Já para o dimensionamento da estrutura 2% acima da umidade ótima com subleito A-2-4, as tensões de tração foram superiores as tensões de tração máximas admissíveis na fibra inferior dos revestimentos até para o número $N = 5 \times 10^7$.

d) As tensões verticais de compressão no topo do subleito foram superiores quando se utilizou os materiais com teor de umidade menor. As maiores tensões verticais nos subleitos são apresentadas quando o revestimento tem espessura de 0,025 m, mostrando que esses revestimentos não têm função estrutural e que transferiram as cargas para as camadas inferiores.

e) As tensões de compressão obtidas nos topos dos subleitos foram inferiores, para todos os casos, aos critérios de desempenho adotados. Demonstrou-se que os números de repetições adotados nesta pesquisa não causaram a ruptura por deformação permanente, nem mesmo quando os materiais estavam submetidos aos teores de umidades diferentes.

6.2.5. Quanto à Comparação das Análises Numéricas Lineares e Não Lineares Realizadas com o AEMC do SisPav

a) Não foi possível realizar análises não lineares das estruturas compactadas nas seguintes condições de umidade: umidade ótima ($W_{ót}$), 2% acima da ótima ($W_{ót}+2\%$) e na umidade ótima e umedecida até 2% acima da ótima ($W_{ót}+2\%$ pós). Nessas umidades, os materiais da camada de base apresentaram coeficientes de determinação (R^2) muito baixos para a determinação do valor de MR, sendo esses valores melhores representados pela média do que pelos modelos testados. Dessa forma, para os materiais nessas umidades realizaram-se apenas análises considerando toda estrutura como elástica linear.

b) As análises elásticas lineares e não lineares realizadas pelo AEMC apresentaram resultados diferentes para maioria das estruturas analisadas quanto aos valores da deflexão no topo do pavimento. Os resultados das análises não lineares forneceram valores maiores, quando comparados com os resultados das análises elásticas lineares, em quase todos os casos, com exceção das estruturas para um tráfego de 5×10^7 compactadas 2% abaixo da umidade ótima para os dois subleitos testados.

c) As análises elásticas lineares e não lineares realizadas pelo AEMC apresentaram resultados semelhantes quanto aos valores das tensões de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico do pavimento para as estruturas calculadas para tráfegos de 1×10^6 e 5×10^6 . Mesmo assim, os resultados das análises não lineares foram até 11% maiores, quando comparados com os resultados das análises elásticas lineares para as estruturas com os dois subleitos investigados.

d) As diferenças entre as análises elásticas lineares e as análises não lineares foram mais representativas para o tráfego de 5×10^7 , para os dois tipos de subleito investigados (A-4 e A-2-4). As análises elásticas lineares apresentaram valores de tensão de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico até 83% menores que as análises não lineares.

e) As análises elásticas lineares e não lineares realizadas pelo AEMC apresentaram resultados muito parecidos e na maioria das vezes iguais para os valores de tensões verticais no topo do subleito dos pavimentos estudados. Os resultados das análises elásticas lineares e não lineares diferiram em, no máximo, 9%.

6.2.6. Quanto à Comparação das Análises com o CAP3D e com o AEMC

a) As análises realizadas pelo CAP3D e pelo AEMC, incorporado no SisPav, apresentaram valores muito próximos de deslocamentos verticais, tensões horizontais e tensões verticais, mesmo o primeiro programa se baseando no MEF e o segundo na teoria da elasticidade. Destaca-se que as diferenças apresentadas não foram significativas e não comprometeram a confiabilidade dos resultados.

6.2.7. Quanto ao Dimensionamento Mecânico-Empírico

a) A variação de $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima, normalmente aceito para a compactação do solo em campo, pode representar variações significativas nos dimensionamentos dos pavimentos. Para as estruturas sobre os subleitos A-4 e A-2-4, percebeu-se que as menores estruturas são obtidas quando se consideram os materiais 2% abaixo da umidade ótima, tanto na fase de compactação quanto de pós-compactação. Mas esta prática não deve ser incentivada, pois se a umidade vier a aumentar a tendência é que o pavimento seja prejudicado.

6.2.8. Quanto à Comparação do Método Empírico do DNIT e do Mecânico-Empírico

a) Na comparação dos dimensionamentos mecânicos-empíricos com os empíricos, percebeu-se que para os tráfegos de 1×10^6 , de 5×10^6 e de 1×10^7 , as estruturas dos pavimentos são maiores quando se dimensiona o pavimento pelo método empírico do DNIT. Verificou-se, ainda, que dependendo do material essa diferença pode ser maior, como exemplificado no dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-4, ou menor, como mostrado no dimensionamento do pavimento sobre um subleito A-2-4.

b) Verificou-se que para os tráfegos de 5×10^7 e de 1×10^8 , as estruturas dos pavimentos foram maiores quando dimensionadas por um método mecânico-empírico. Foi necessário aumentar tanto a espessura do revestimento, para evitar que a estrutura ultrapassasse as tensões de tração máximas admitidas na fibra inferior do revestimento asfáltico, quanto a espessura das camadas granulares, para evitar que o pavimento ultrapassasse os valores das deflexões máximas admitidas no topo do pavimento.

6.3. Principais Constatações do Programa Experimental

6.3.1. Quanto aos Resultados dos Ensaios de Caracterização

a) Os valores de densidade real dos solos variaram de 2,53 a 2,65. Os baixos valores encontrados podem indicar a predominância de minerais secundários, resultantes da fragmentação de rochas por agentes químicos, natural dos siltes finos e das argilas, ou pela pequena incidência de ferro e/ou alumínio nos solos ensaiados.

b) A mistura fabricada em laboratório com 35% de solo (amostra 4) + 65% de brita apresentou granulometria contínua e se enquadrou na faixa II (DER/SP, 2006), permitindo um tráfego com N, número de solicitações do eixo padrão simples de 8,2 toneladas, igual ou superior a 1×10^7 . A utilização de solo-brita representa uma solução típica que vem sendo adotada, com frequência, pelo DER/CE para base de pavimento.

c) Todos os solos ensaiados possuem valores de LL inferiores a 25% e de IP inferiores a 6%. Esses resultados permitem o enquadramento desses materiais, quanto aos critérios de consistência, nas especificações vigentes do DER/CE para aplicação em bases e sub-bases de pavimentos rodoviários.

d) A classificação das amostras selecionadas para estudo seguiram a mesma tendência verificada no mapa temático de previsão da classificação TRB de Ribeiro *et al.* (2012). Isto é, 75% dos solos estudados nesta pesquisa pertencem ao subgrupo A-2-4 (amostras 02, 03 e 04) e apenas uma amostra pertence ao grupo A-4.

e) O ensaio de perda de massa por abrasão Los Angeles encontrada para a brita utilizada na estabilização da amostra 04 foi de 39%. Isso significa que a brita analisada nesta pesquisa mostrou-se dentro dos parâmetros exigidos para sub-bases e bases estabilizadas granulometricamente, consolidando a sua aplicabilidade para fins de pavimentação.

f) O índice de forma encontrado para o agregado utilizado na fabricação da mistura solo-brita foi de 0,87, o que o enquadra como sendo de forma cúbica, viabilizando sua aplicação em pavimentos rodoviários.

6.3.2. Quanto aos Resultados dos Ensaios de Compactação

a) Observou-se que a umidade ótima e a massa específica seca máxima aumentaram e diminuíram, respectivamente, com a porcentagem da fração fina do material. A amostra 05, composta de 65% de brita e 35% da amostra 04, apresentou a menor umidade ótima (6,1%) e a maior massa específica seca máxima ($2,273 \text{ g/cm}^3$) das amostras ensaiadas.

b) Foram obtidas equações que correlacionaram a umidade ótima e massa específica seca máxima com o teor de finos (silte+argila) dos solos à semelhança do proposto pela AASHTO (NCHRP I-37A, 2004). Os resultados mostraram uma boa correlação entre a

umidade ótima e o teor de finos, bem como entre a massa específica seca máxima e o teor de finos, cujo coeficiente de determinação R^2 , para os dois casos, foi igual a 0,91. Essas equações permitem estimar, aproximadamente, o valor da umidade ótima e da massa específica seca máxima, quando se conhece o valor do teor de finos.

6.3.3. Quanto aos Resultados dos Ensaios de CBR e Expansão

a) Verificou-se que o ensaio de CBR não se mostrou repetitivo para o caso das amostras ensaiadas no presente trabalho, visto que ocorreu uma variação considerável dos valores de CBR de um ensaio para o outro, mesmo quando se mantinha as mesmas condições de compactação e de umidade associadas à execução do ensaio.

b) Todas as amostras apresentaram valores baixos de expansão. Verificou-se que os valores obtidos atenderam aos limites estabelecidos pelo DER/CE, menores de 0,5%, para o uso desses materiais em camadas granulares dos pavimentos. Observou-se uma tendência de aumento dos valores da expansão com o aumento dos dias de imersão.

6.3.4. Quanto aos Resultados dos Ensaios de Módulo de Resiliência

a) Apresentou-se a modelagem do MR em função do estado de tensão para diferentes umidades e a avaliação da eficiência de alguns modelos matemáticos. Foi possível confirmar a boa representabilidade do MR pelo já consagrado modelo composto adotado na pavimentação brasileira, bem como pelo modelo universal não linear, até então não testado para avaliar o comportamento de solos do estado do Ceará.

b) As amostras 01 e 05 foram bem representadas pelo modelo universal não linear e pelo modelo composto quando estavam mais secas. Já as amostras 03 e 04 foram bem representadas por esses modelos até mesmo quando estiveram submetidas ao acréscimo de umidades de compactação e pós-compactação.

6.4. RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

a) Construir, monitorar e analisar o desempenho de trechos experimentais empregando-se os materiais pesquisados nas diferentes condições de umidades aqui investigadas.

b) Criar e organizar um banco de dados com os valores dos módulos resilientes de solos e dos parâmetros K_1 , K_2 e K_3 para o caso dos solos do estado do Ceará, bem como de outras propriedades de interesse à área de pavimentação.

c) Investigar a possibilidade de previsão preliminar do módulo de resiliência dos solos do município de Caucaia com o uso, por exemplo, de redes neurais artificiais.

d) Analisar a influência do grau de compactação no valor do MR de corpos de prova compactados na mesma umidade.

e) Desenvolver uma metodologia de dimensionamento e análise dos pavimentos que permita a incorporação dos resultados da variação do módulo de resiliência com as variações de umidade.

f) Realizar estudos numéricos do comportamento tensão-deformação para observar como a anisotropia pode influenciar o dimensionamento mecânico dos pavimentos flexíveis.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, A. F.; BARROSO, S. H. A.; RABÊLO, A. N. e VASCONCELOS, M. A. G. (2008). *O uso da técnica de solo-cal para melhoramento das propriedades tecnológicas de um solo da região do Baixo Jaguaribe no Estado do Ceará*. In: Anais XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG. Búzios, RJ.
- ARAÚJO, A. F. (2009). *Avaliação de misturas de solos estabilizados com cal, em pó e em pasta, para aplicação em rodovias do estado do Ceará*. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 175 fl.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1993). AASHTO. *Guide for design of pavement structures 1993*. Washington, DC.
- AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (2007). AASHTO Designation T 307-99 – *Determining the resilient modulus of soils and aggregate materials*. Washington, DC.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 11804 (1991). *Materiais para sub-base ou base de pavimentos estabilizados granulometricamente*. Especificação, 1991.
- BALBO, J. T. (2007). *Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração*. Oficina de Textos. São Paulo.
- BASTOS, J. B. S.; HOLANDA, A. S. e BARROSO, S. H. A. (2012). *A influência da variação da umidade na análise dos pavimentos da Região Metropolitana de Fortaleza*. In: Anais XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG. Porto de Galinhas, PE.
- BENEVIDES, S. A. S.; MOTTA, L. M. G. e SOARES, J. B. (2000). *Dimensionamento de pavimentos asfálticos pelos métodos empírico do DNER e da resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do Ceará*. In: XIV ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2000, Gramado. v. 1. p. 591-602.
- BENEVIDES, S. A. S. (2000). *Análise comparativa dos métodos de dimensionamento dos pavimentos asfálticos: Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do estado do Ceará*. Tese de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- BERNUCCI, L. L. B. (1995). *Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP. São Paulo, SP.
- BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P. e SOARES, J. B. (2007). *Pavimentação Asfáltica - Formação Básica para Engenheiros*. Rio de Janeiro: Petrobras: ABEDA.

BEZERRA NETO, R. S. (2004). *Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecânico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 169p.

CABRAL, B. P. (2005). *Verificação da anisotropia em solos e subleito da Região Metropolitana de Fortaleza pertencentes à formação barreiras*. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 126 fl.

CABRAL, B. P.; MELO, L. T. B. e SOARES, J. B. (2006). *Verificação da anisotropia em solos de subleito da Região Metropolitana de Fortaleza*. In: XX ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2006, Brasília. Panorama Nacional da Pesquisa em Transportes 2006.

CAVALCANTE, R. N. A.; COUTINHO, R. P.; HOLANDA, A. S. e PARENTE JR, E. (2008). *Gerador de malha bidimensional para análise de tensões e deformações em pavimentos asfálticos*. In: Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, CILAMCE, Maceió. *Book of Abstracts*, p. 1-18.

CARPENTER, S. H.; GHUZLAN, K. A. e SHEN, S. (2003). *A fatigue endurance limit for highway and airport pavement*. Transportation Research Board, Washington.

CCR AutoBAn (2009). *Projeto de Restauração do Pavimento - SP – 348, Rodovia dos Bandeirantes pistas norte e sul, do km 14,000 ao km 95,000 pela Concessionária do Sistema Anhangüera Bandeirantes S.A.* Administrado pela CCR AutoBAn, p. 1-1028.

CEARÁPORTOS (2012). *Companhia de Integração Portuária do Ceará*. Disponível em: <<http://www.cearaportos.ce.gov.br>>. Acessado em: 21/04/2012.

COOK, R. D.; MALKUS, D. S.; PLESHA, M. E. e WITT, R. J. (2002). *Concepts and applications of finite element analysis*. 4a edição. Editora: John Wiley & Sons.

COSTA, J. H. e MOTTA, L. M. G. (2006). *Estudo da Resiliência dos Solos Finos no Litoral de Sergipe*. In: XX ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2006, Brasília.

COUTINHO, R. P.; BOTELHO, R. P.; CAVALCANTE, R. N. A.; HOLANDA, A. S. e PARENTE JR, E. (2009). *Desenvolvimento de um sistema gráfico para análise numérica de pavimentos asfálticos*. In: IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos de Reforço, Fortaleza. Livro de resumos.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGENS DO ESTADO DO CEARÁ – DER/CE (2006). *Especificação técnica - sub-bases e bases estabilizadas granulometricamente*. Ceará.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGENS DO ESTADO DE SÃO PAULO – DER/SP (2006). *Especificação técnica - sub-bases e bases estabilizadas granulometricamente*. São Paulo.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER ME 035 (1998). *Agregados – Determinação da abrasão “Los Angeles”*. Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER ME 041 (1994). *Solos – Preparação de amostras para ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER ME 049 (1994). *Solos – Determinação do índice de suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas*. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER ME 080 (1994). *Solos – Análise granulométrica por peneiramento*. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER ME 082 (1994). *Solos – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER ME 083 (1998). *Agregados – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER ME 086 (1994). *Agregados – Determinação do índice de forma*. Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER ME 122 (1994). *Solos – Determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito*. Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER ME 162 (1994). *Solos – Ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas*. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT (2006). *Manual de pavimentação*. 3ª edição. Rio de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT (2010). *Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

FERREIRA, J. G. H. M. e MOTTA, L. M. G. (2002). *Análise comparativa de modelos de resiliência de solos e materiais não tratados quimicamente*. In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 16. Natal, RN, 2002. Anais, Natal, ANPET. V.1, p.109-20.

FRANCO, F. A. C. P. (2007). *Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

GONDIM, L. M. (2008). *Estudo experimental de misturas solo-emulsão aplicado às rodovias do agropólo do Baixo Jaguaribe/estado do Ceará*. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 213 fl.

GONDIM, L. M. e BARROSO, S. H. A. (2008). *Avaliação dos efeitos da estabilização betuminosa sobre o módulo de resiliência de três solos do agropólo do Baixo Jaguaribe/CE*.

In: XXII ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2008, Fortaleza.

GOOGLE MAPS (2012). Disponível em: <<http://maps.google.com>>. Acessado em: 23/04/2012.

GOOGLE EARTH (2012). Disponível em: <www.earth.google.com>. Acessado em: 25/04/2012.

HOLANDA, A. S.; PARENTE JR, E.; ARAÚJO, T. D. P.; MELO, L. T. B.; EVANGELISTA JR, F. e SOARES, J. B. (2006). *Finite Element Modeling of flexible pavements*. In XXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), Belém, Pará.

HOLANDA, A. S.; PARENTE JR, E.; MELO, L. T. B.; SILVA, H. N. e SOUZA, S. C. (2007). *Utilização de modelos resilientes na análise de pavimentos asfálticos*. In: XXI ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2007, Rio de Janeiro.

HUANG, Y. H. (2004). *Pavement analysis and design*. 2.ed. Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.

HVEEM, F. N. (1955). *Pavement deflections and fatigue failures*. Bulletin N ° 114, p. 43-87. Highway Research Board. Washington, DC.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE (2012). Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/população/censo2010/default.shtm>>. Acessado em: 22/04/2012.

INSTITUTO DE PESQUISA E ESTRATÉGIA ECONÔMICA DO CEARÁ - IPECE (2007). Disponível em: <<http://www2.ipece.ce.gov.br/atlas/capitulo1/12/126x.htm>>. Acessado em: 23/04/2012.

INSTITUTO DE PESQUISA E ESTRATÉGIA ECONÔMICA DO CEARÁ - IPECE (2011). *Perfil básico regional 2011, Região Metropolitana de Fortaleza*. Disponível em: <http://www2.ipece.ce.gov.br/estatistica/perfil_regional/Perfil_Regional_R1_RMF.pdf>. Acessado em: 29/04/2012.

KAKUDA, F. M. (2010). *Desenvolvimento e a utilização de um equipamento de grandes dimensões na análise do comportamento mecânico de uma seção de pavimento sob carregamento cíclico*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

KAKUDA, F. M.; PARREIRA, A. B. e FABBRI, G. T. P. (2010). *Desenvolvimento de um equipamento de grandes dimensões para análise de estruturas de pavimentos*. Transportes, v. 18, N° 2, p. 81-89, junho 2010.

KIM, D. e KIM, J. R. (2007). *Resilient behavior of compacted subgrade soils under the repeated triaxial test*. Construction and Building Materials, 21 (2007) 1470–1479.

KLINSKY, L. M. G.; FURLAN, A. P. e FABBRI, G. T. P. (2012). *Estudo do efeito da adição de areia de fundição e cal em algumas propriedades de solos argilosos*. Transportes, v. 20, p. 22-30, 2012.

LEKARP, F.; ISACSSON, U. e DAWSON, A. (2000). *State of the art. I: resilient response of unbound aggregates*. Journal of Transportation Engineering ASCE. Jan/Feb.

LIMA, J. H. C. (2008). *Utilização de Resíduo de Construção e Demolição para pavimentos urbanos da Região Metropolitana de Fortaleza*. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 162 fl.

LOIOLA, P. R. R. (2012). *Informação verbal da espessura, mínima, adotada nas camadas granulares dos pavimentos do Ceará*. Departamento de Estradas e Rodagens do Estado do Ceará – DER/CE. Fornecida em: 20/11/2012.

LUZ, M. P. (2003). *Análise dos resultados do ensaio CBR realizado em condições variadas de umidade pós-compactação*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

LUZ, M. P. e PARREIRA, A. B. (2003). *Estudo da influência da umidade pós-compactação no índice de suporte CBR de solos do subleito de rodovias do interior de São Paulo*. Associação Brasileira de Pavimentação. Campinas, SP. v. 15. p. 153-167.

MACÊDO, J. A. G. (1996). *Interpretação de ensaios defletoométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

MARANGON, M. (2004). *Proposição de estruturas típicas de pavimentos para a região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

MEDINA, J. (1997). *Mecânica dos pavimentos*. 1ª Ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

MEDINA, J. e MOTTA, L. M. G. (2005). *Mecânica dos pavimentos*. 2ª Ed. Rio de Janeiro.

MINNESOTA (2009). Department of Transportation. Local Road Research Board. *Implementation of the MEPDG for new and rehabilitated pavement structures for design of concrete and asphalt pavements in Minnesota*. St. Paul, Minnesota, 2009. Report MN/RC 2009-06.

MOTTA, L. M. G. (1991). *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM - NCHRP 1-37A. (2004). *Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures*. Report. Transportation Research Board.

NOGAMI, J. S. (1972). *Determinação do Índice de Suporte Califórnia com equipamento de dimensões reduzidas (ensaio mini-CBR)*. In: Reunião das Administrações Rodoviárias, 2. Brasília, Distrito Federal.

OLIVEIRA, R. F. V. (2011). *Análises de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, MG.

PARREIRA, A. B. e GONÇALVES, R. F. (2000). *The influence of moisture content and soil suction on resilient modulus of a lateritic subgrade soil*. In: GeoEng - An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Melbourne.

PINTO, S. (1991). *Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

PREUSSLER, E. S. (1983). *Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

RABÊLO, A. N. (2006). *Contribuição ao estudo da imprimação betuminosa das bases rodoviárias do estado do Ceará*. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 204 fl.

RIBEIRO, A. J. A. (2010). *Mapeamento Neuro-geotécnico do município de Caucaia – CE com fins de pavimentação*. Monografia. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará. Fortaleza, Ceará.

RIBEIRO, A. J. A.; SILVA, C. A. U. e BARROSO, S. H. A. (2012). *Proposition of a geotechnical mapping based on artificial neural networks for the Town of Caucaia, Ceará, Brazil for paving purposes*. International Journal of Engineering & Technology. Vol. 12. Nº 5 - outubro de 2012.

RODRIGUES, M. R. (1997). *Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS. Porto Alegre, RS.

SADRNEJAD, S. A.; GHANIZADEH, A. R. e FAKHRI, M. (2011). *Evaluation of three constitutive models to characterize granular base for pavement analysis using finite element method*. Australian Journal of Basic and Applied Sciences.

SCHWARTZ, C. W. e CARVALHO, R. L. (2007). *Implementation of the NCHRP 1-37A Design Guide – Volume 2: Evaluation of Mechanistic-Empirical Design Procedure*. Department of Civil and Environmental Engineering the University of Maryland. Disponível em:

design.transportation.org/Documents/MDSHAEvaluationofMechanisticEmpiricalDeisgnProc edure-Volume2.pdf. Acessado em 12 de outubro de 2012.

SEVERI, A. A.; BALBO, J. T. e RODOLFO, M. P. (1998). *Conceitos mecanicistas básicos sobre pavimentos asfálticos*. Laboratório de Mecânica de Pavimentos. Universidade de São

Paulo, USP.

SILVA, B. H. (2009). *Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

SILVA, B. H. e MOTTA, L. M. G. (2010). *Modelo físico em verdadeira grandeza para análise mecânica de pavimentos rodoviários*. In: XXIV ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2010, Salvador.

SILVA, B. T. A. (2009). *Utilização de materiais alternativos para a construção de pavimentos urbanos na Região Metropolitana de Fortaleza*. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 180 fl.

SILVA, B. T. A. e BARROSO, S. H. A. (2010). *Estudo da estabilização de um solo argiloso com resíduo de construção e demolição do tipo puro*. In: XXIV ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2010, Salvador.

SILVA, P. D. E. A. (1995). *Contribuição para o aperfeiçoamento do emprego do programa FEPAVE2 em estudos e projetos de pavimentos flexíveis*. Tese de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

SILVA, P. D. E. A. (2001). *Estudo do reforço de concreto de cimento portland (Whitetopping) na pista circular experimental do Instituto de Pesquisas Rodoviárias*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

SILVA, S. A. T.; VIDAL, P. J. F.; HOLANDA, A. S. e PARENTE JR., E. (2012). *Análise viscoelástica de pavimentos asfálticos utilizando elementos finitos e infinitos*. In: XXVI ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Joinville-SC.

SILVA, W. P.; SILVA, C. M. D. P. S.; CAVALCANTI, C. G. B.; SILVA, D. D. P. S.; SOARES, I. B.; OLIVEIRA, J. A. S. e SILVA, C. D.P.S. (2004). *"LAB Fit ajuste de curvas": um software em português para tratamento de dados experimentais*. Revista Brasileira de Ensino de Física. Vol. 26, nº.4, São Paulo.

SOUZA JUNIOR, J. D. (2005). *O Efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do estado do Ceará*. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE.

SOARES, J. B.; LEITE, L. M.; MOTTA, L. M. G. e CASTELO BRANCO, J. V. (1999). *O efeito da consistência do CAP no teor ótimo e nas propriedades das misturas asfálticas*. In: XIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, 1999, São Carlos. Anais do XIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 1999. v. I. p. 115-125.

TAKEDA, M. C. (2006). *A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

TAKEDA, M. C.; PARREIRA, A. B. e MOTTA, L. M. G. (2006). *A influência da variação*

de umidade pós-compactação no módulo de resiliência de solos tropicais. In: XX ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2006, Brasília. Panorama Nacional da Pesquisa em Transportes, 2006. v. 2. p. 1244-1255.

TRINDADE, T. P.; CARVALHO, C. A. B.; LIMA, D. C.; SILVA, C. H. C. e BARBOSA, P. S. A. (2003). *Estudo dos módulos de resiliência de dois solos tropicais no estado natural e quando estabilizados com cimento.* Revista Engenharia Civil, Nº 17- maio de 2003.

VERTAMATTI, E. (1988). *Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliênte.* Tese de Doutorado. Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, SP.

VIANA, H. M. F. (2007). *Estudo do comportamento resiliente dos solos tropicais grossos do interior do Estado de São Paulo.* Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; CINCERRE, J. R.; SERRA, P. R. M. e ZUPPOLINI, A. N. (2009). *Pavimentos de baixo custo para vias urbanas.* 2ª edição. Sao Paulo. Editora: Arte & Ciência.

WALUBITA, L. F. e VEN, F. C. V. (2000). *Stresses and strains in asphalt-surfacing pavements.* South African Transport Conference-Action in Transport for the New Millennium, South Africa, 17 - 20 Julho 2000.

ZAMAN, M. e KHOURY, N. N. (2007). *Effect of soil suction and moisture on resilient modulus of subgrade soils in Oklahoma.* University of Oklahoma, Norman. Disponível em: <http://www.okladot.state.ok.us/hqdiv/p-r-div/spr-rip/library/reports/2167-fffy2006.pdf>. Acesso em 06 de maio de 2012.

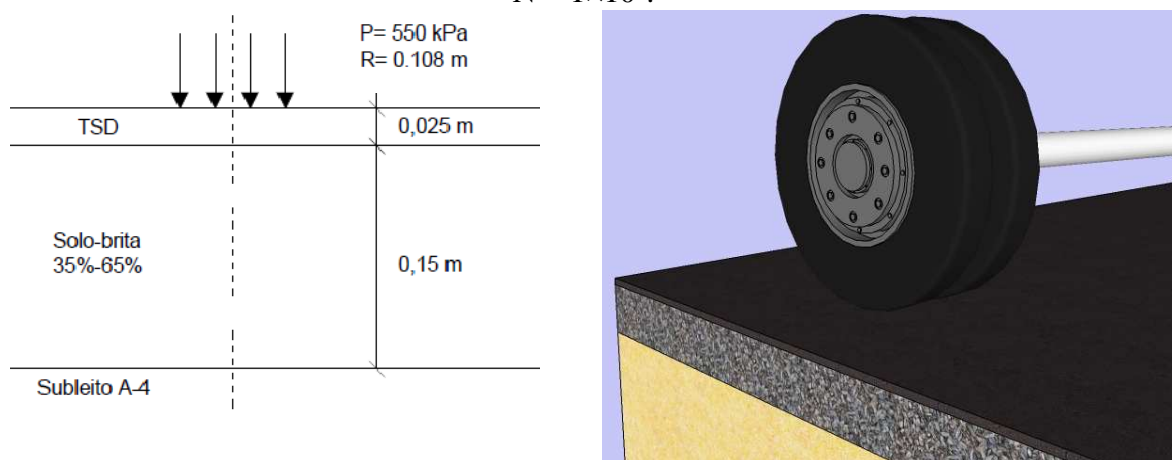
ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. e ZHU, J. Z. (2005). *The finite element method its basis & fundamentals.* 6a edição. Editora: Elsevier.

ANEXOS

ANEXO A - PERFIS DO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPIRÍCO PARA O SUBLEITO A-4

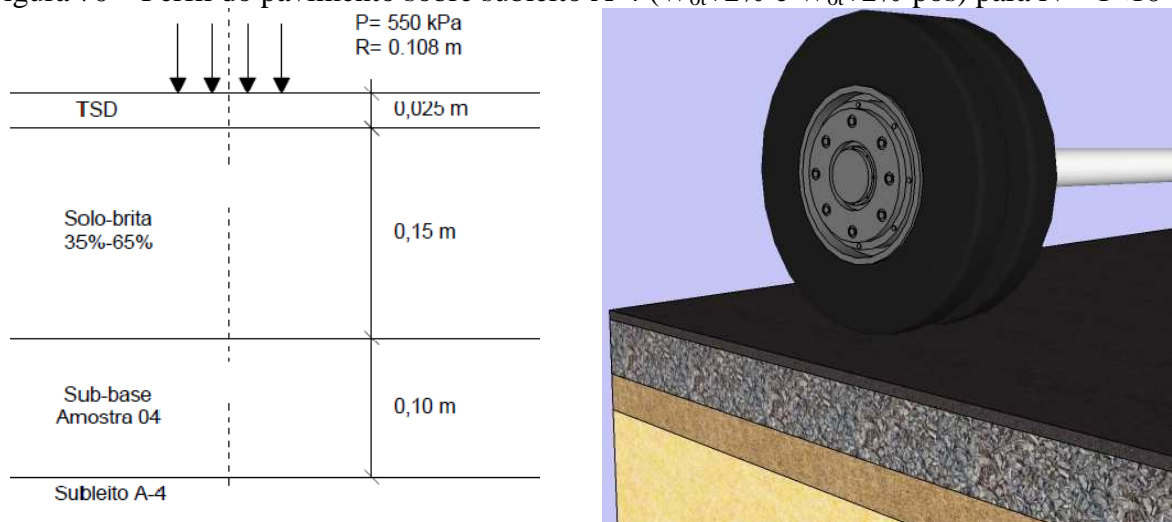
Da Figura 69 a 86 são exibidos todos os perfis dos pavimentos obtidos pelo método mecanístico-empírico para os números N de 1×10^6 , 5×10^6 , 1×10^7 , 5×10^7 e 1×10^8 e subleito do tipo A-4.

Figura 69 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 (W_{ot} , $W_{ot}-2\%$ e $W_{ot}-2\%$ pós) para $N = 1 \times 10^6$.



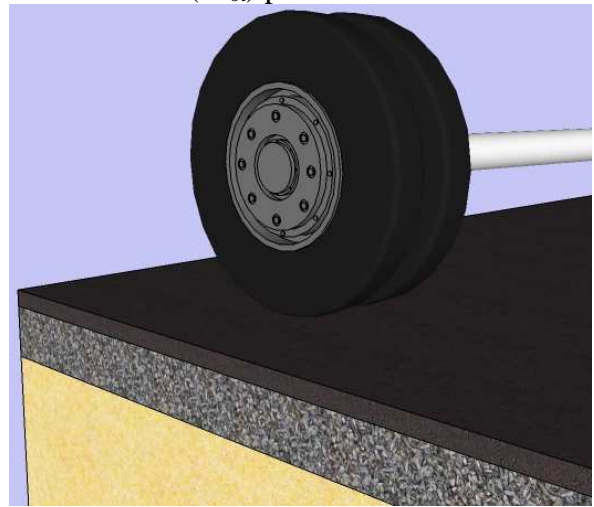
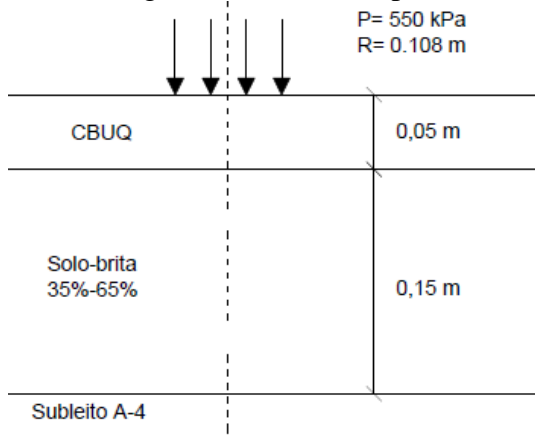
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 70 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}+2\%$ e $W_{ot}+2\%$ pós) para $N = 1 \times 10^6$.



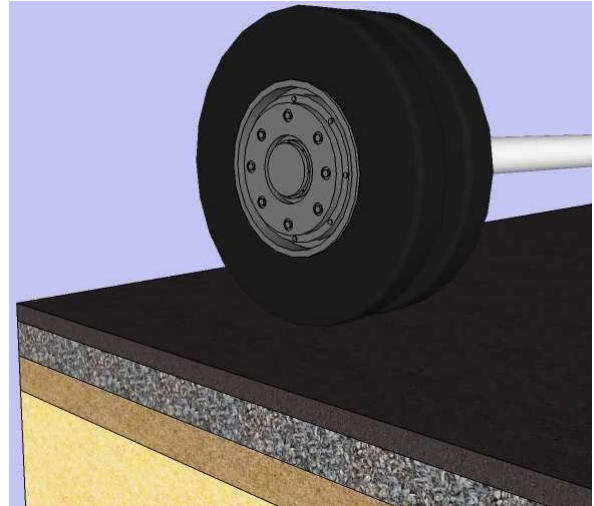
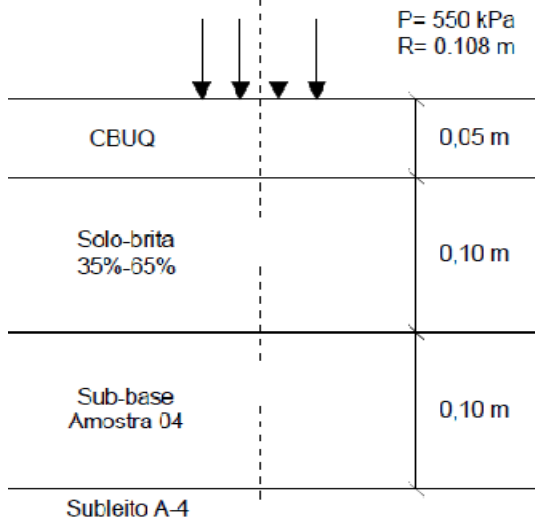
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 71 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 (W_{ot}) para $N = 5 \times 10^6$.



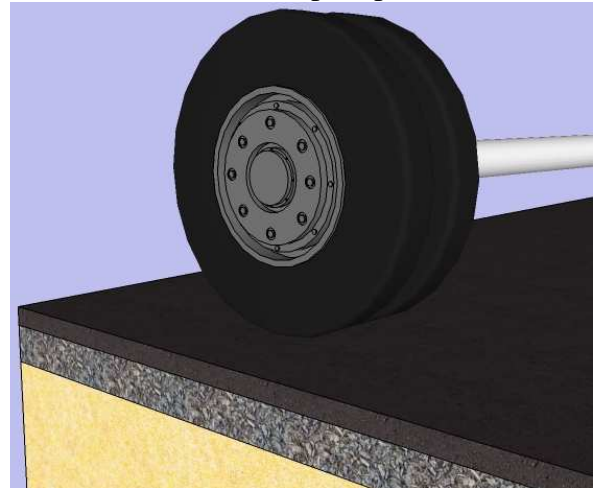
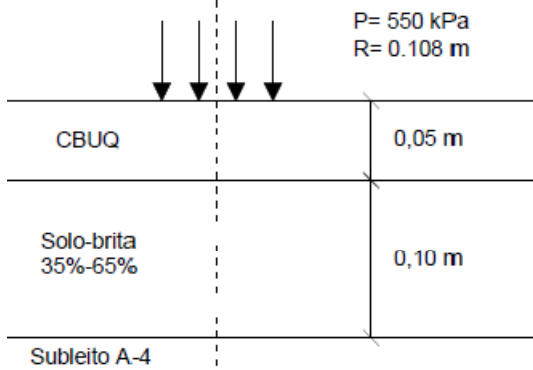
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 72 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}+2\%$ e $W_{ot}+2\%$ pós) para $N = 5 \times 10^6$.



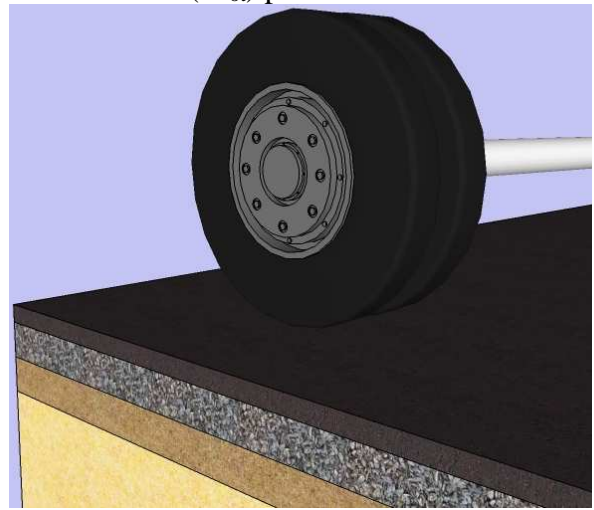
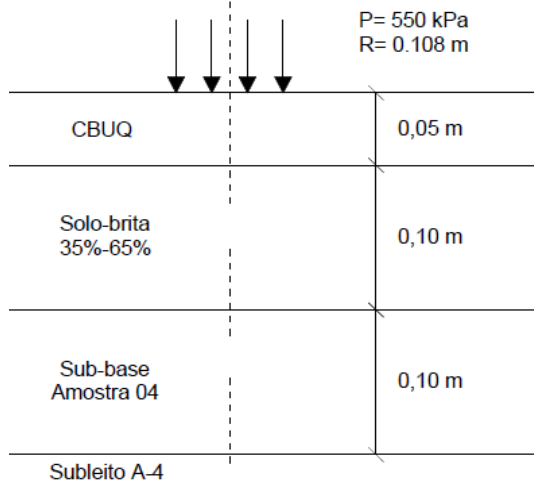
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 73 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}-2\%$ e $W_{ot}-2\%$ pós) para $N = 5 \times 10^6$.



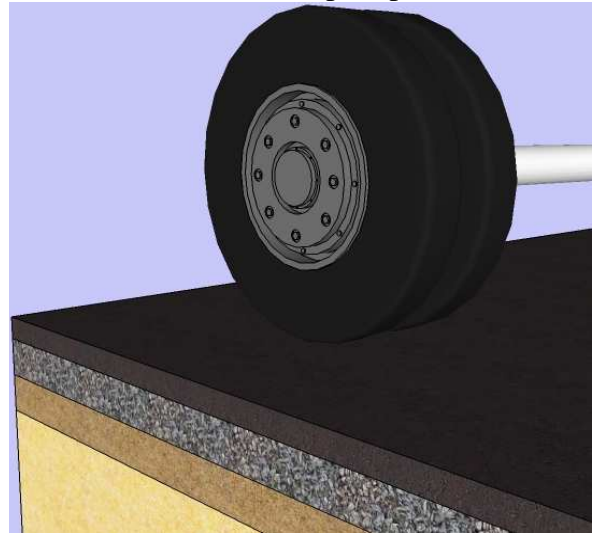
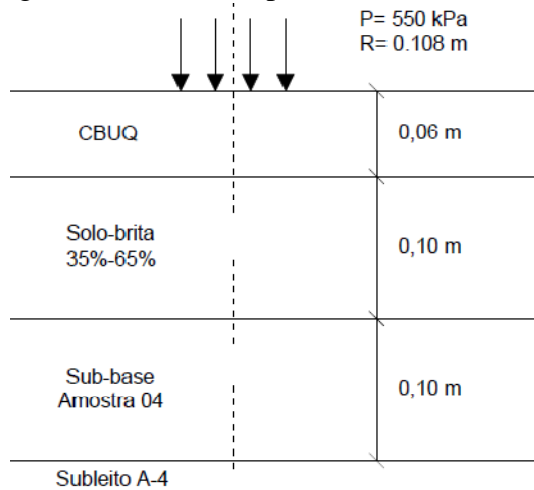
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 74 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 (W_{ot}) para $N = 1 \times 10^7$.



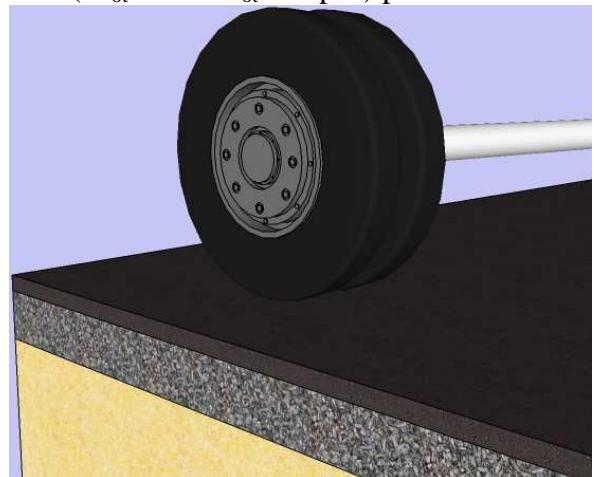
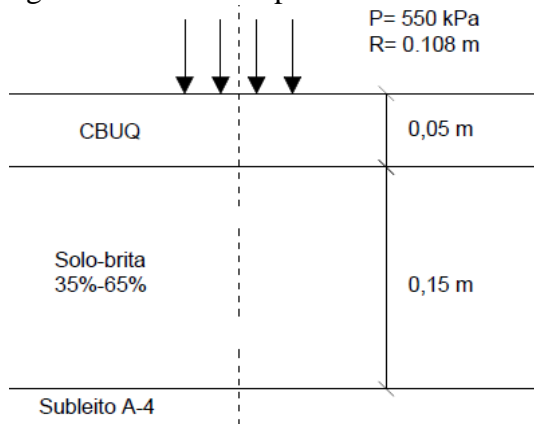
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 75 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}+2\%$ e $W_{ot}+2\%$ pós) para $N = 1 \times 10^7$.



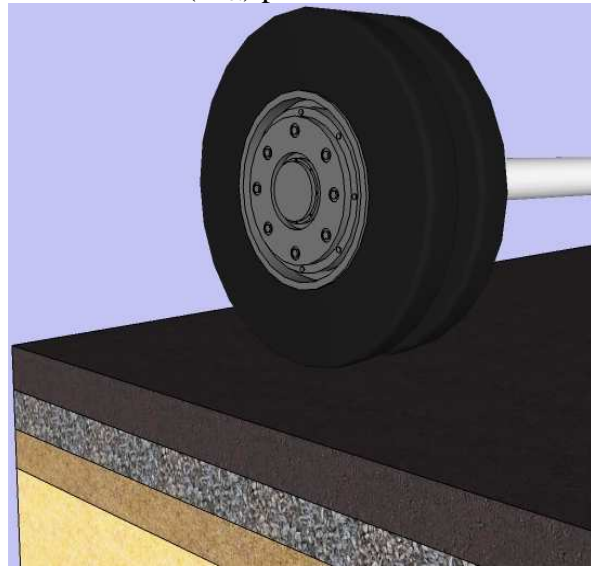
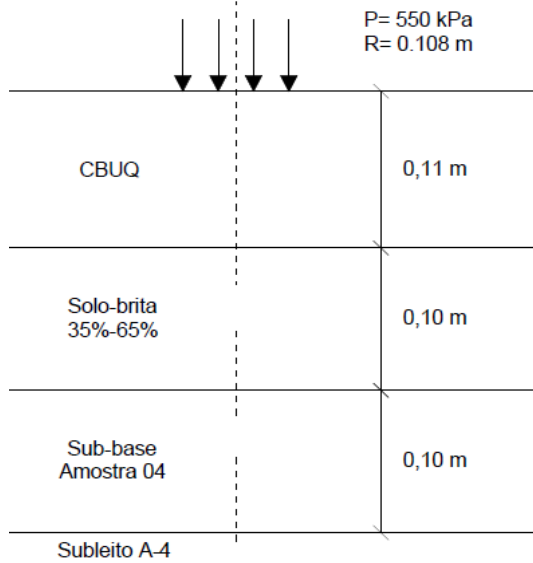
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 76 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}-2\%$ e $W_{ot}-2\%$ pós) para $N = 1 \times 10^7$.



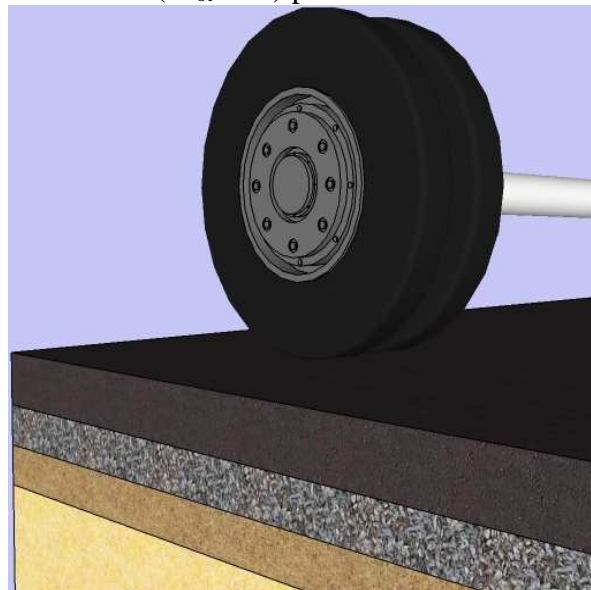
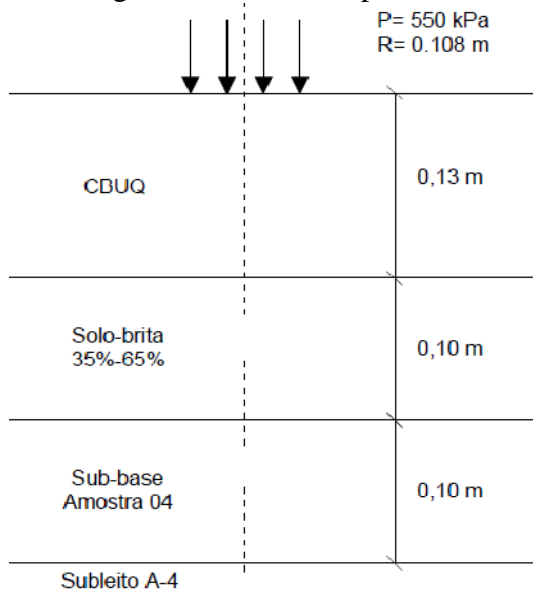
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 77 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 (W_{ot}) para $N = 5 \times 10^7$.



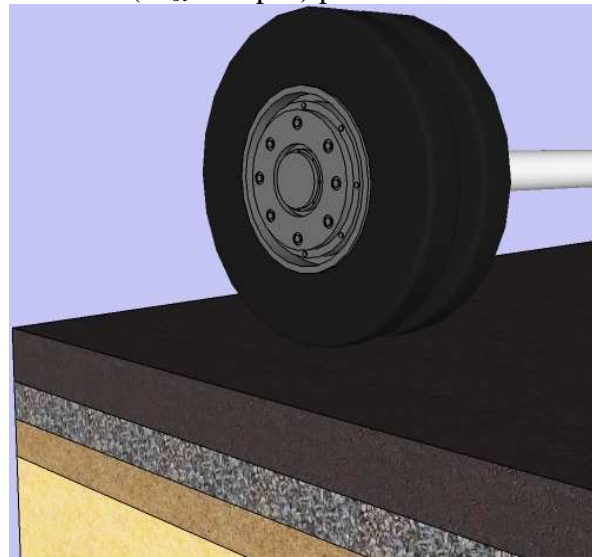
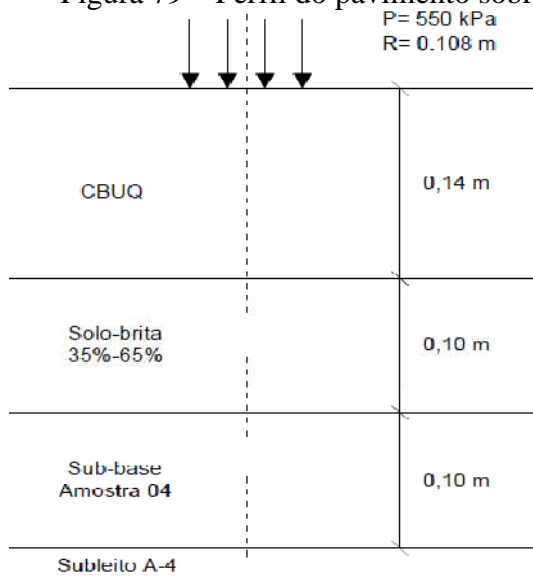
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 78 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}+2\%$) para $N = 5 \times 10^7$.



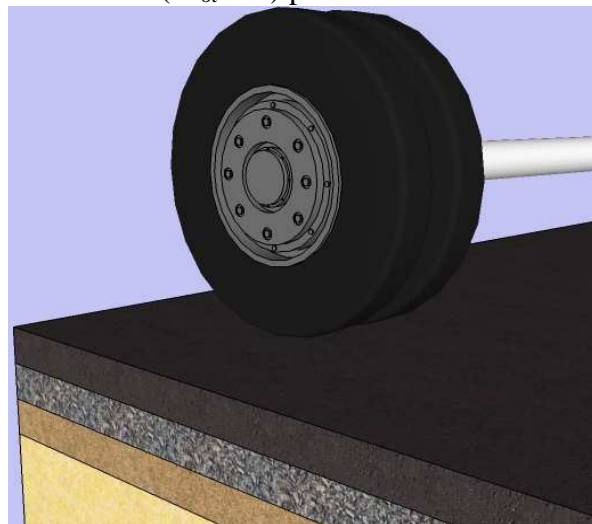
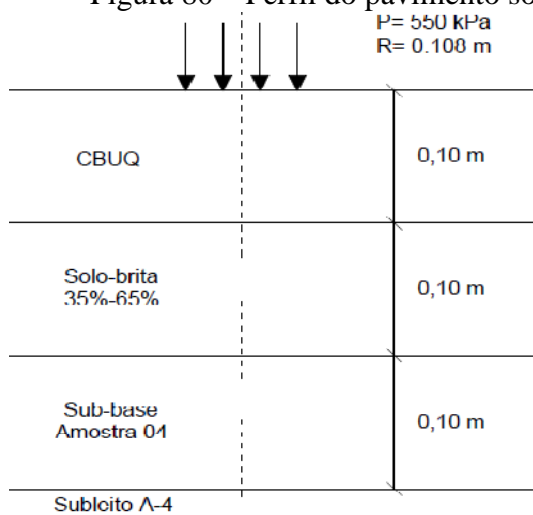
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 79 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}+2\%$ pós) para $N = 5 \times 10^7$.



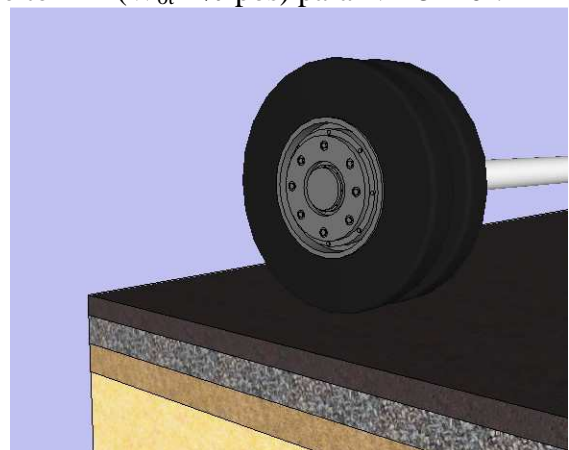
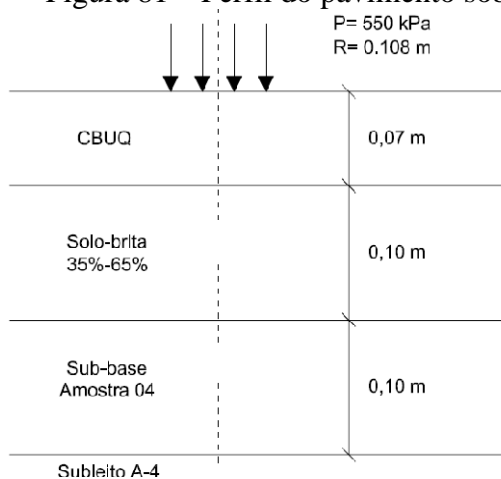
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 80 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}-2\%$) para $N = 5 \times 10^7$.



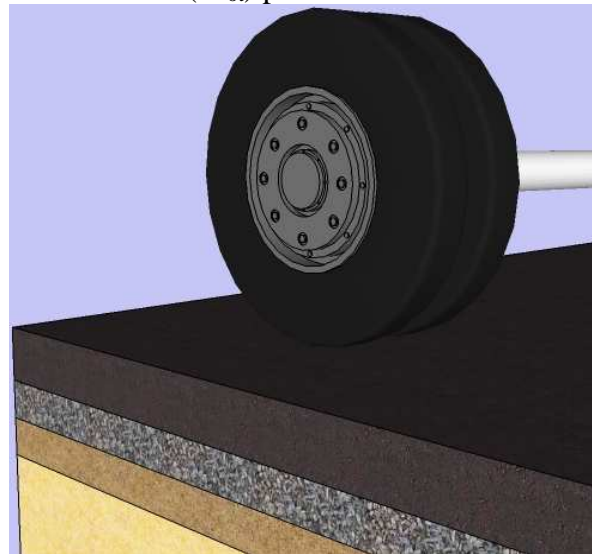
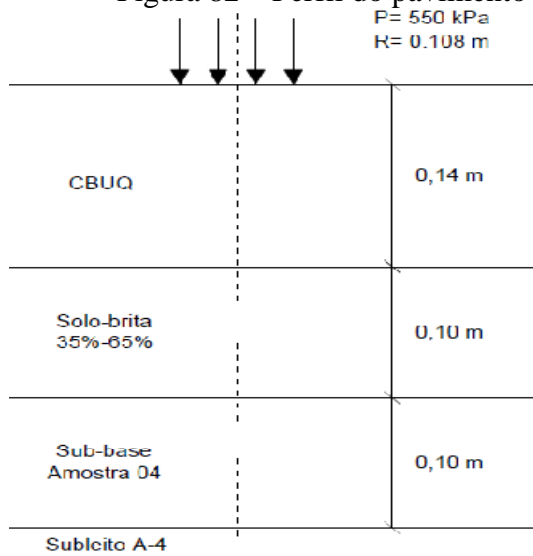
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 81 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}-2\%$ pós) para $N = 5 \times 10^7$.



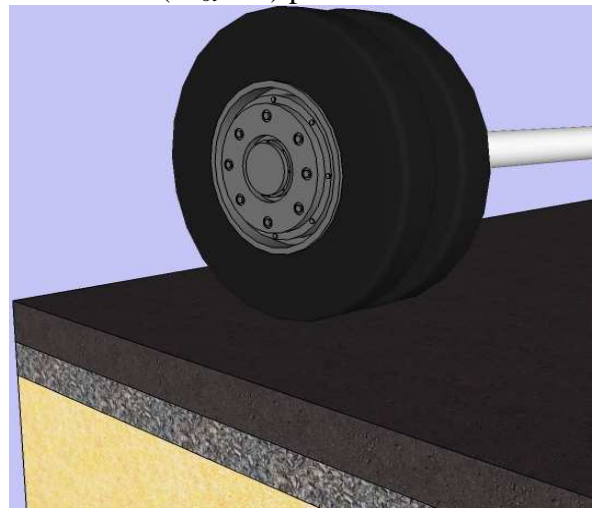
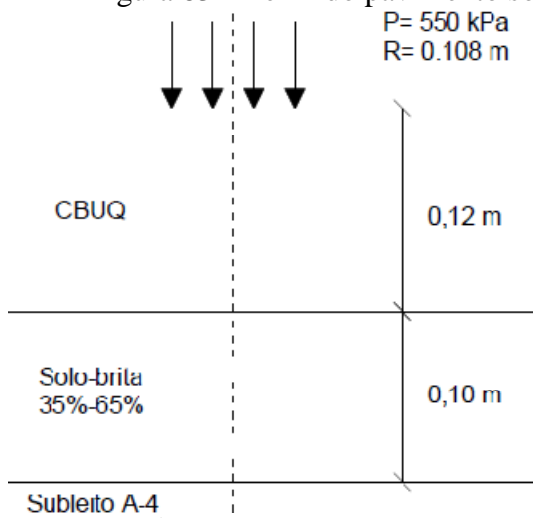
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 82 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 (W_{ot}) para $N = 1 \times 10^8$.



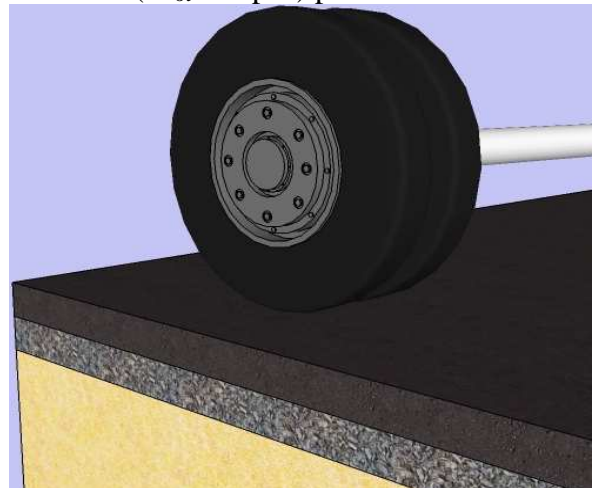
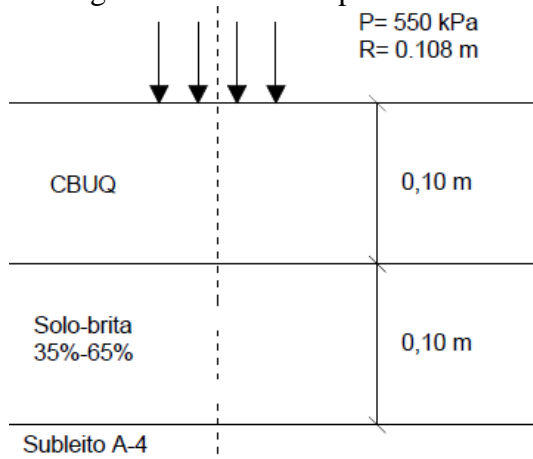
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 83 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}-2\%$) para $N = 1 \times 10^8$.



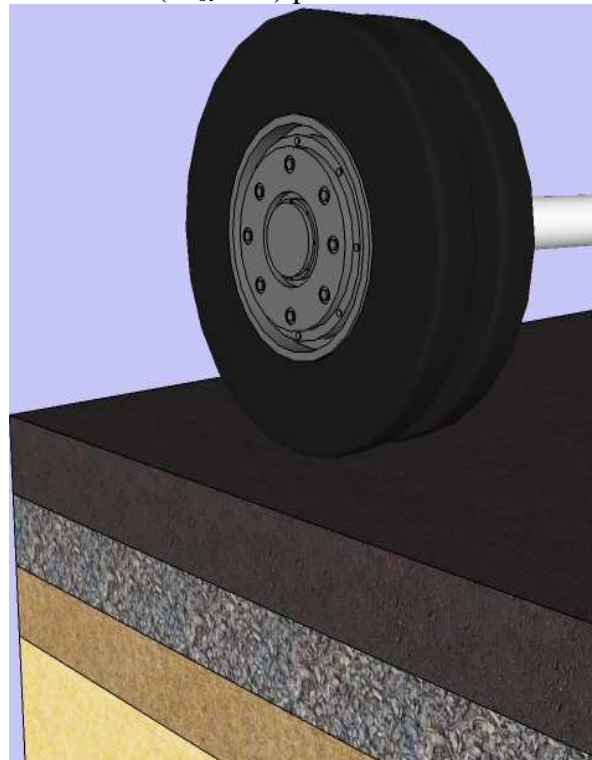
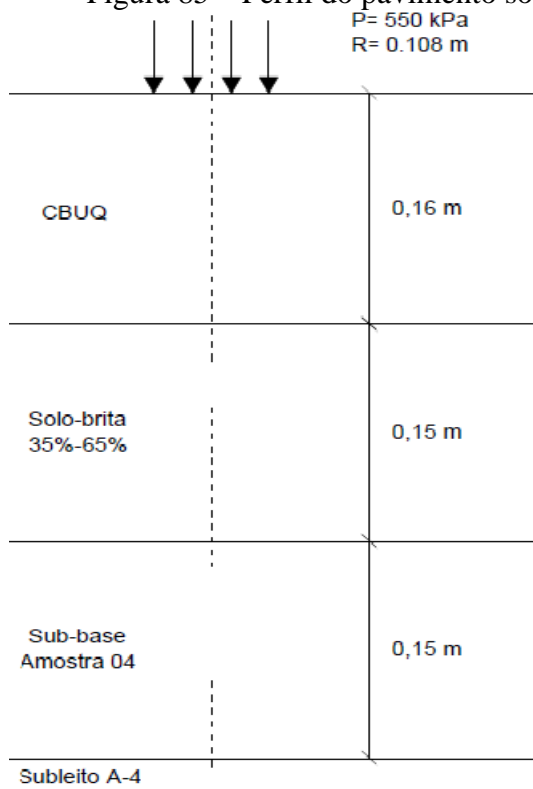
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 84 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}-2\%$ pós) para $N = 1 \times 10^8$.



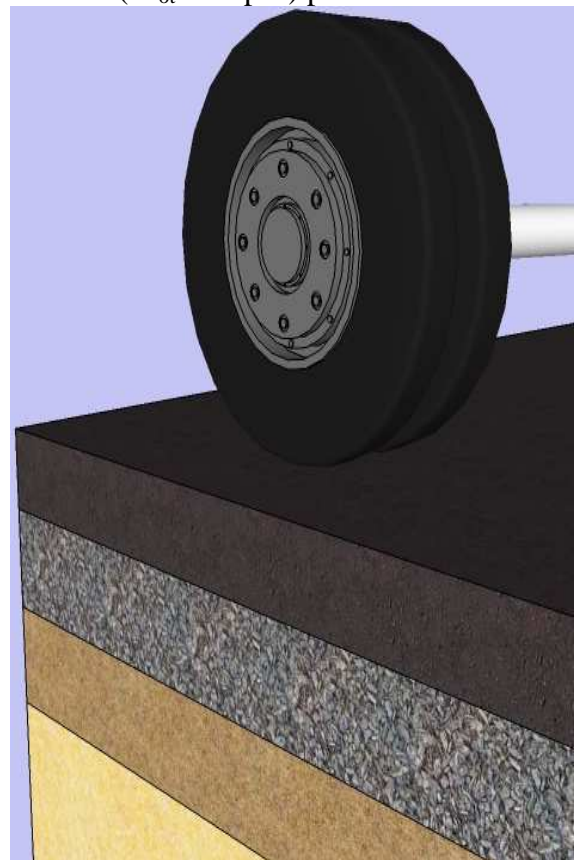
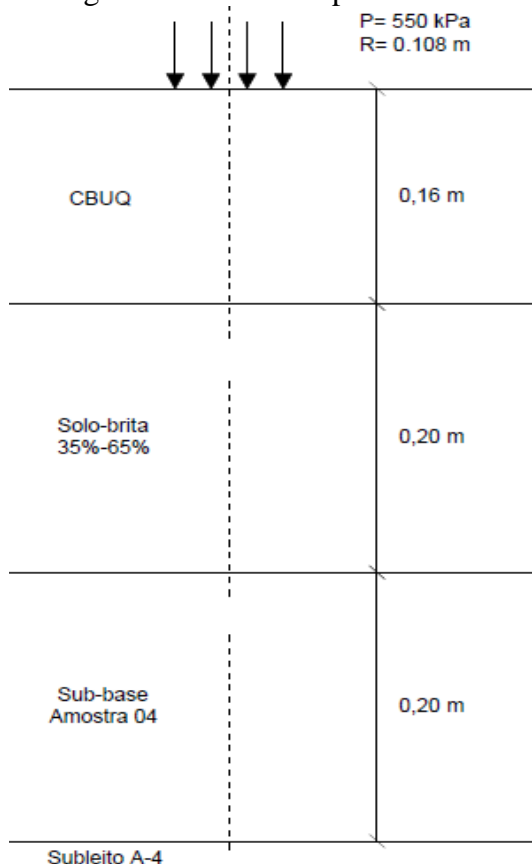
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 85 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}+2\%$) para $N = 1 \times 10^8$.



FONTE: Própria autora (2013).

Figura 86 – Perfil do pavimento sobre subleito A-4 ($W_{ot}+2\%$ pós) para $N = 1 \times 10^8$.

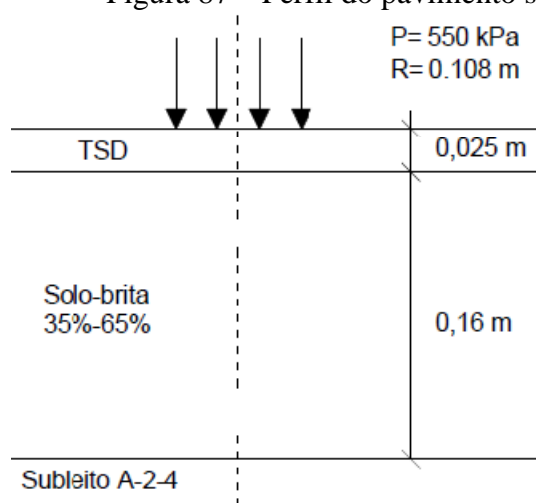


FONTE: Própria autora (2013).

ANEXO B - PERFIS DO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPIRÍCO PARA O SUBLEITO A-2-4

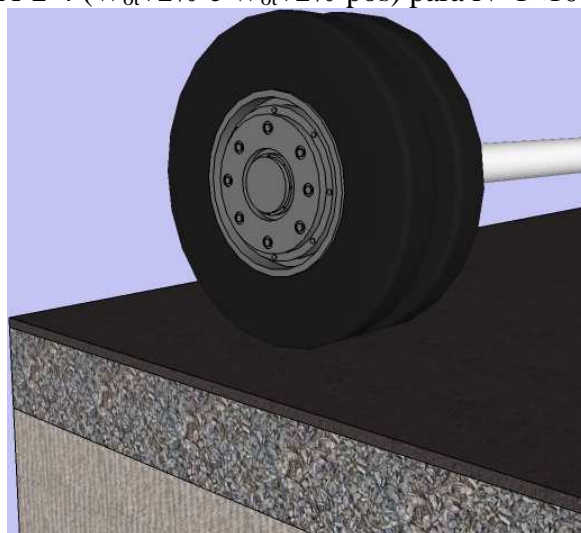
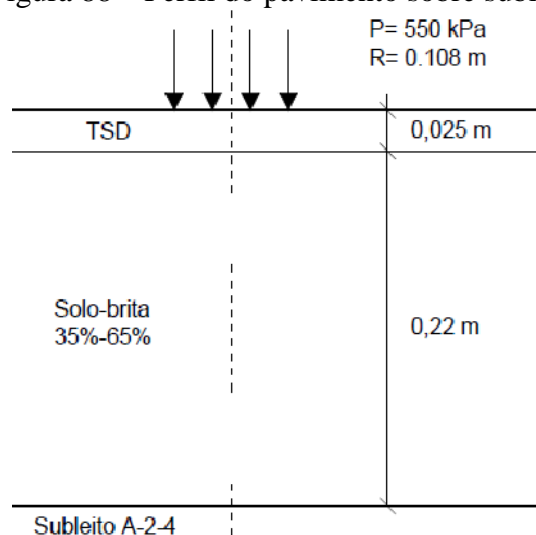
Da Figura 87 a 102 são exibidos todos os perfis dos pavimentos obtidos pelo método mecanístico-empírico para os números N de 1×10^6 , 5×10^6 , 1×10^7 , 5×10^7 e 1×10^8 e o subleito do tipo A-2-4.

Figura 87 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 (W_{ot}) para $N = 1 \times 10^6$.



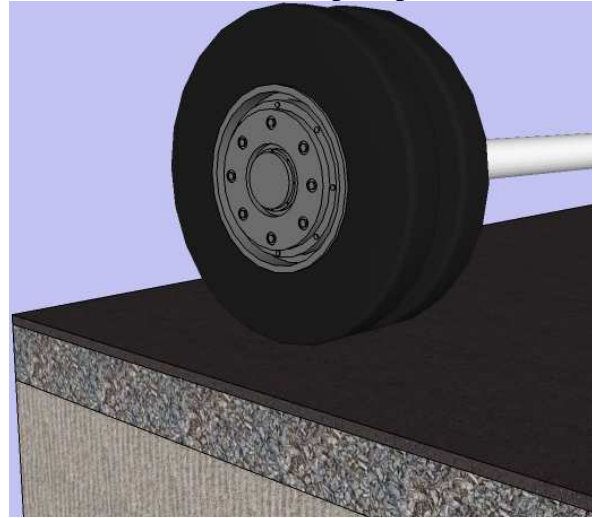
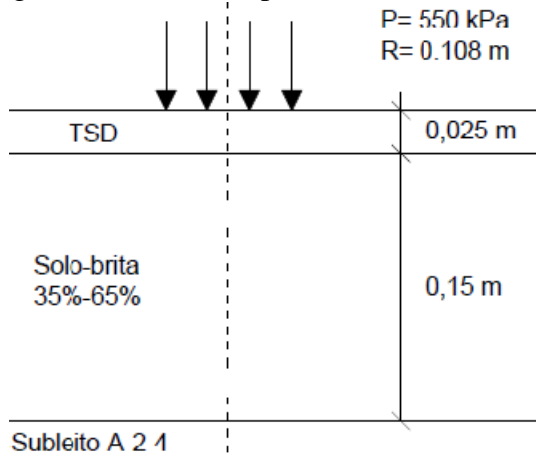
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 88 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}+2\%$ e $W_{ot}+2\%$ pós) para $N=1 \times 10^6$.



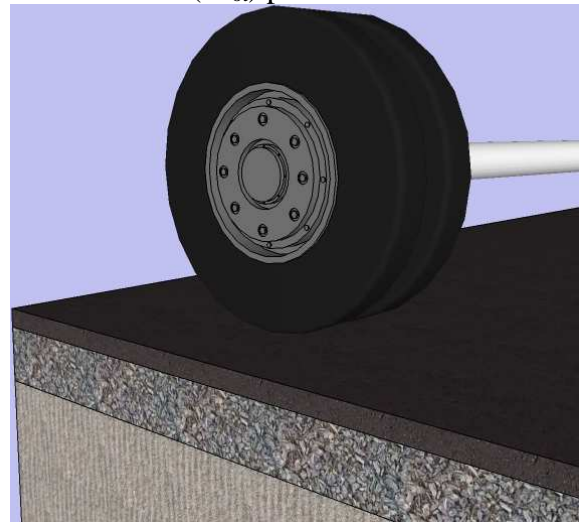
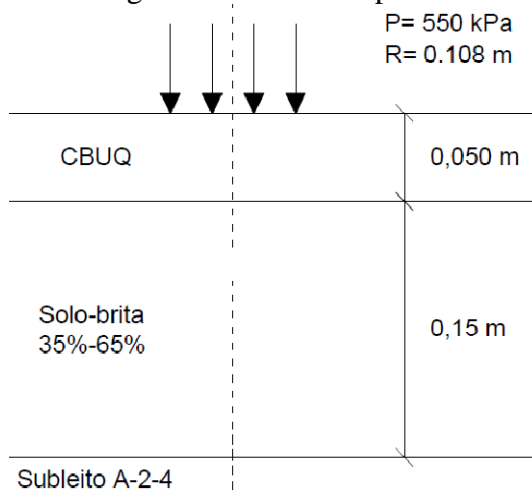
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 89 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}-2\%$ e $W_{ot}-2\%$ pós) para $N = 1 \times 10^6$.



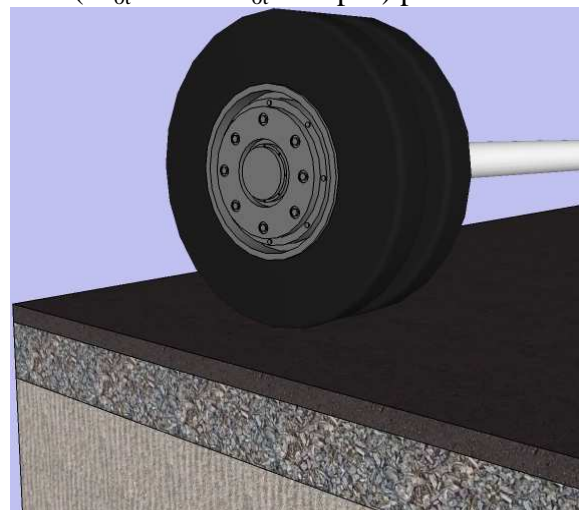
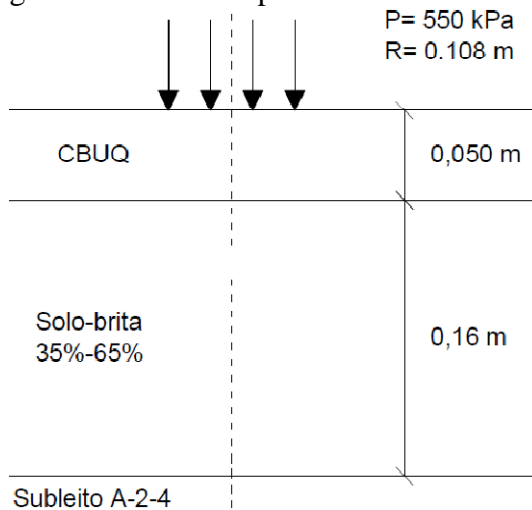
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 90 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 (W_{ot}) para $N = 5 \times 10^6$.



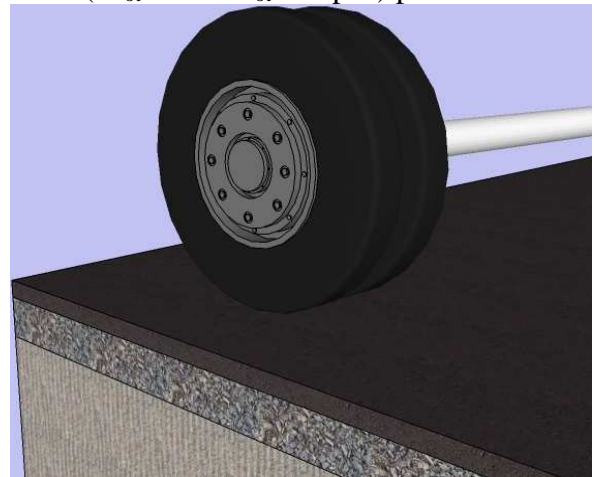
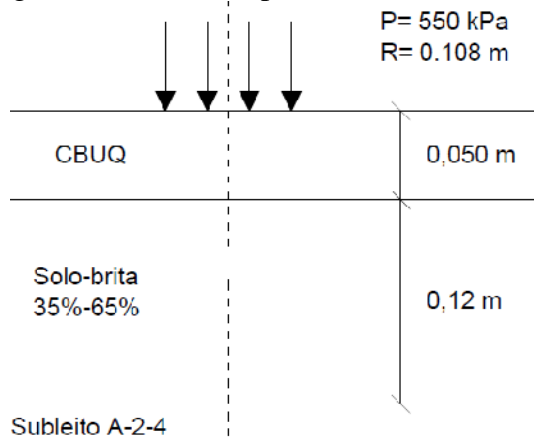
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 91 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}+2\%$ e $W_{ot}+2\%$ pós) para $N=5 \times 10^6$.



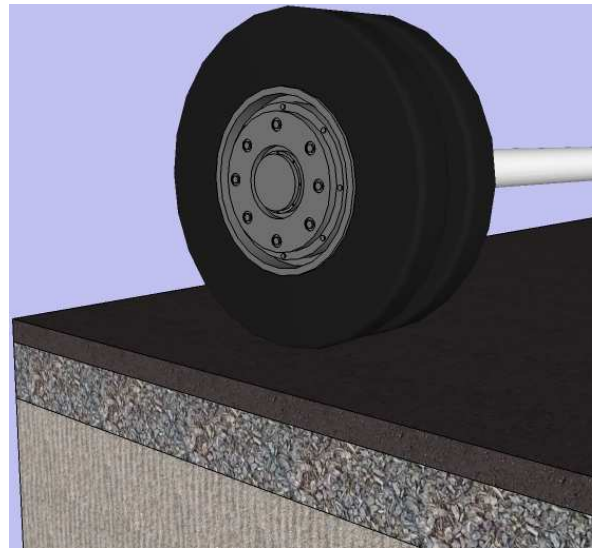
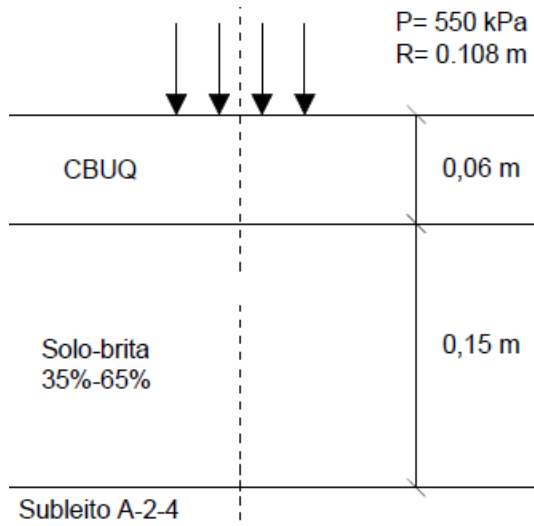
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 92 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}-2\%$ e $W_{ot}-2\%$ pós) para $N = 5 \times 10^6$.



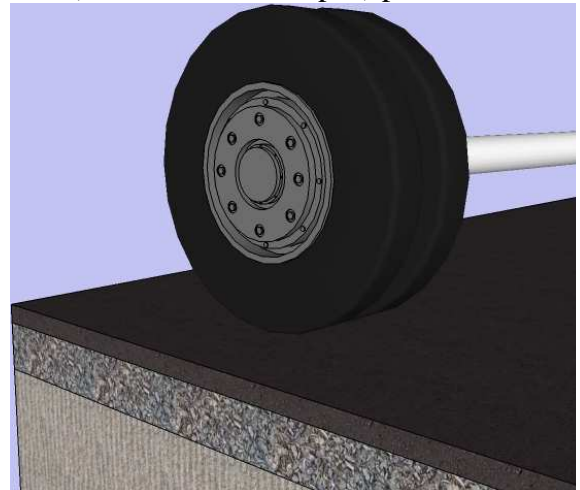
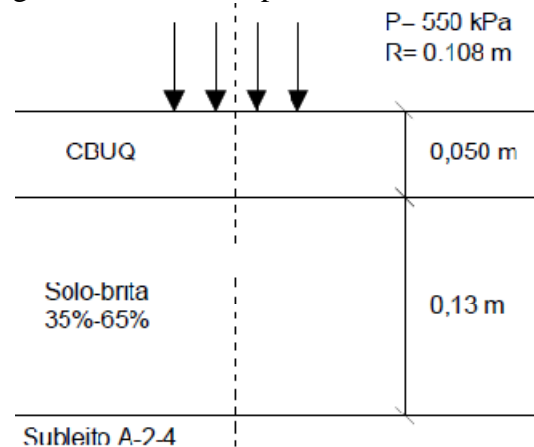
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 93 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 (W_{ot} , $W_{ot}+2\%$ e $W_{ot}+2\%$ pós) para $N=1 \times 10^7$.



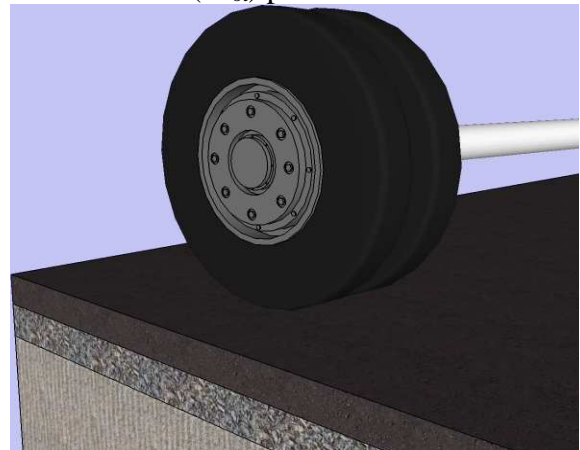
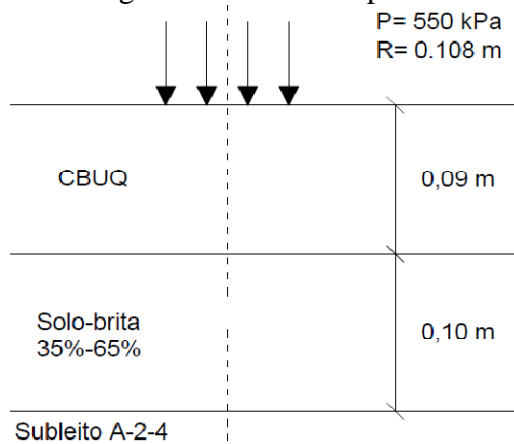
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 94 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}-2\%$ e $W_{ot}-2\%$ pós) para $N = 1 \times 10^7$.



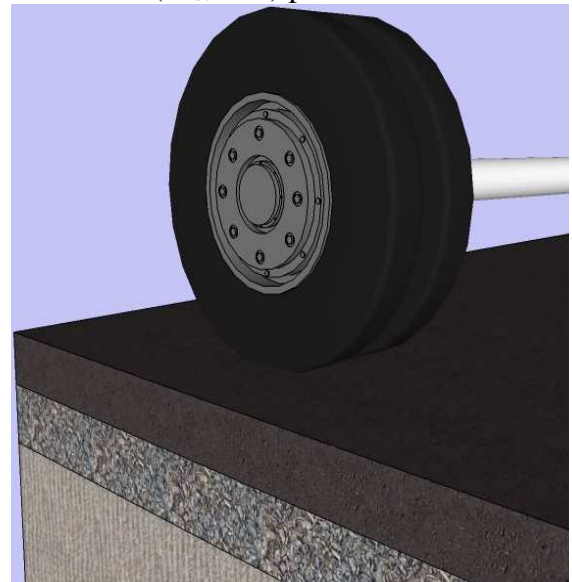
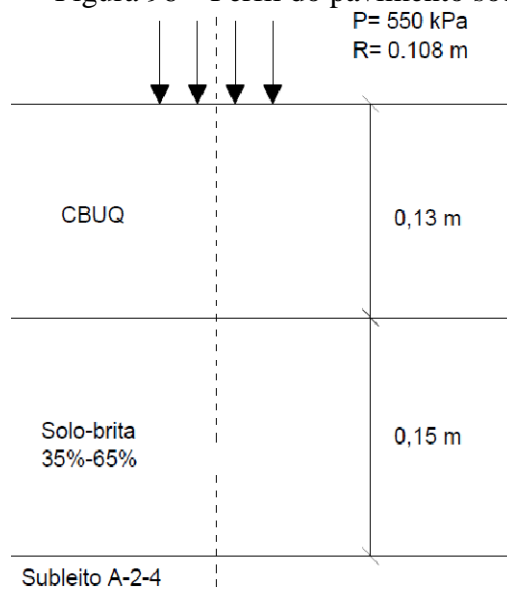
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 95 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 (W_{ot}) para $N = 5 \times 10^7$.



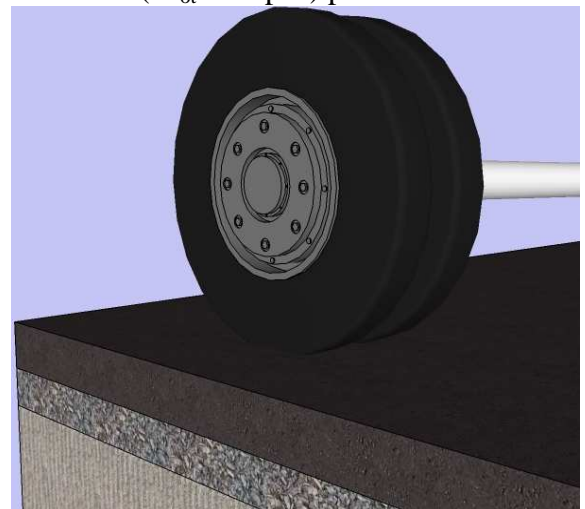
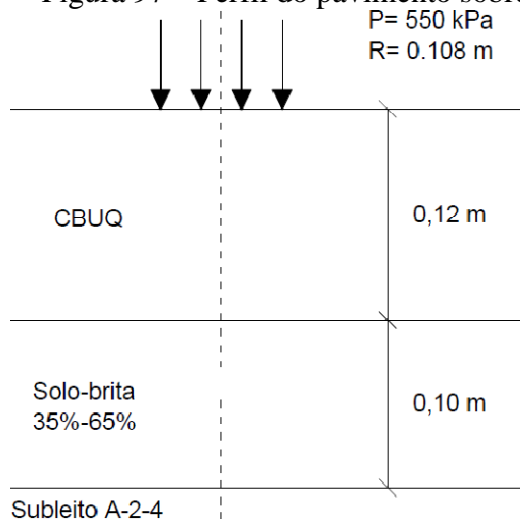
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 96 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}+2\%$) para $N = 5 \times 10^7$.



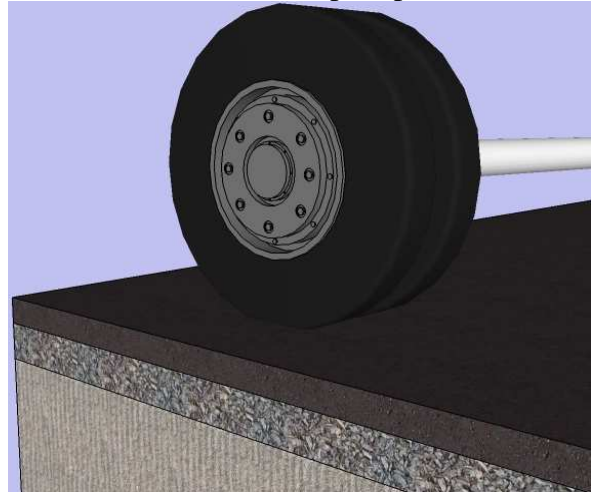
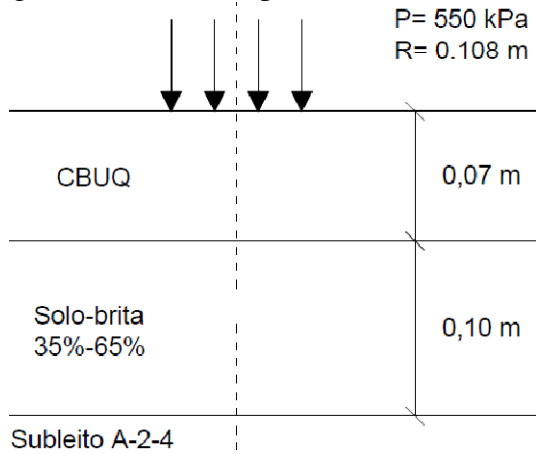
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 97 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}+2\%$ pós) para $N = 5 \times 10^7$.



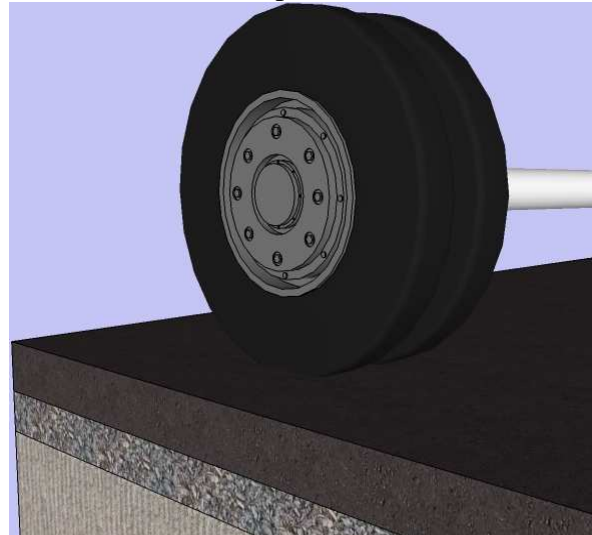
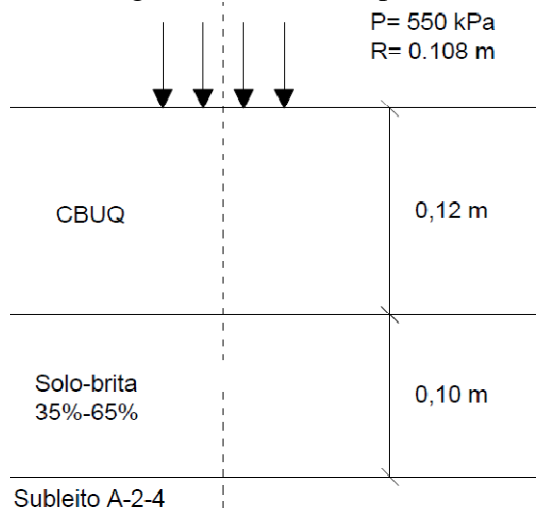
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 98 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot-2\%}$ e $W_{ot-2\%}$ pós) para $N = 5 \times 10^7$.



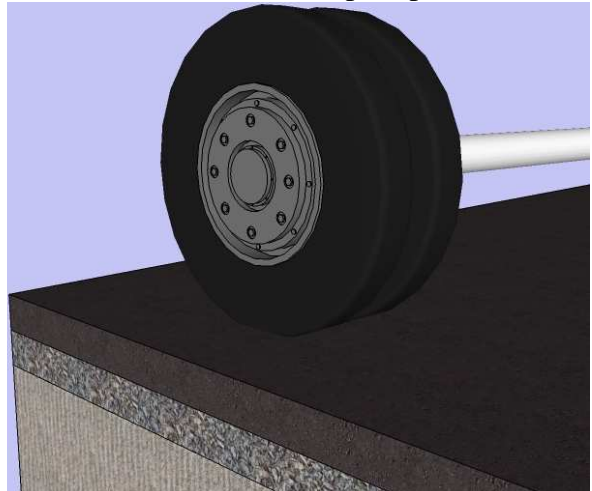
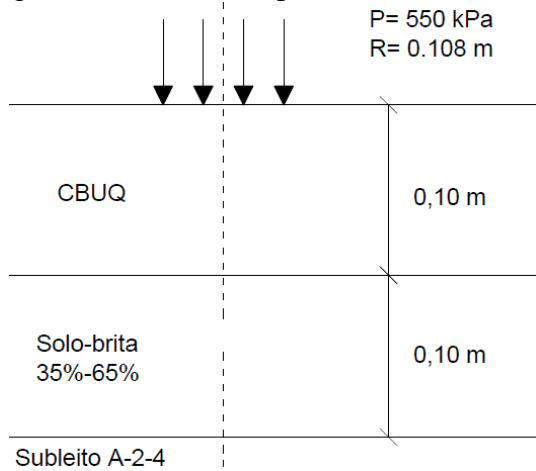
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 99 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 (W_{ot}) para $N = 1 \times 10^8$.



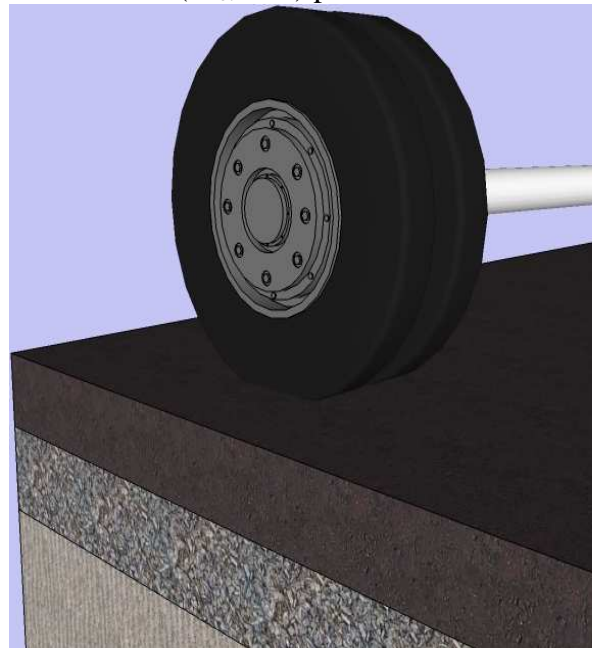
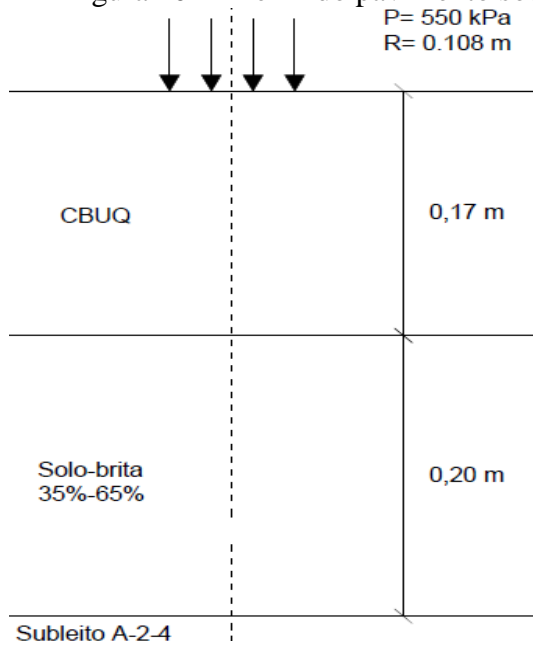
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 100 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot-2\%}$ e $W_{ot-2\%}$ pós) para $N = 1 \times 10^8$.



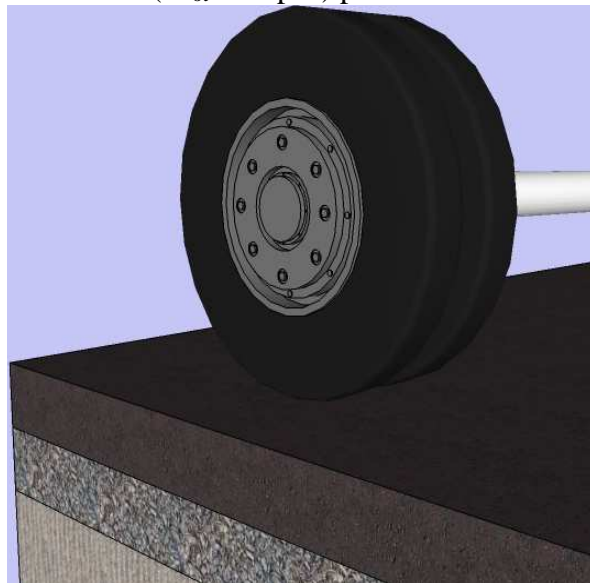
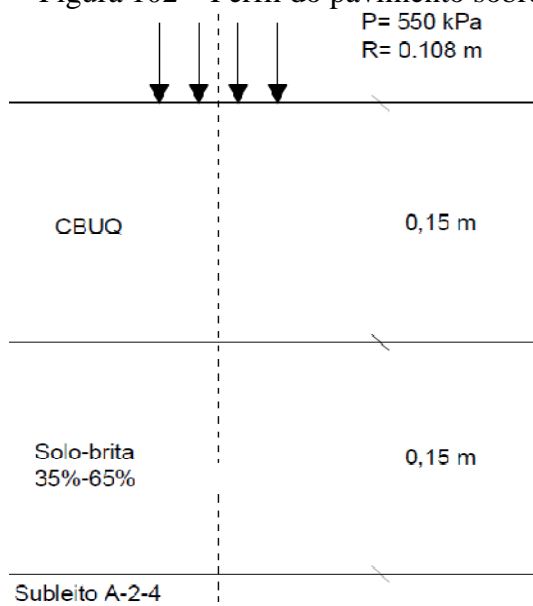
FONTE: Própria autora (2013).

Figura 101 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}+2\%$) para $N = 1 \times 10^8$.



FONTE: Própria autora (2013).

Figura 102 – Perfil do pavimento sobre subleito A-2-4 ($W_{ot}+2\%$ pós) para $N = 1 \times 10^8$.



FONTE: Própria autora (2013).