



COPPE/UFRJ

**ESTUDO DE MISTURAS DE AREIA ASFALTO A FRIO EM PAVIMENTAÇÃO DE
BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO NO ESTADO DO CEARÁ – CONTRIBUIÇÃO
AO MÉTODO DE DOSAGEM**

Franklin José Chaves

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Rio de Janeiro
Setembro de 2010

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

ESTUDO DE MISTURAS DE AREIA ASFALTO A FRIO EM PAVIMENTAÇÃO DE
BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO NO ESTADO DO CEARÁ – CONTRIBUIÇÃO
AO MÉTODO DE DOSAGEM

Franklin José Chaves

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof^a Laura Maria Goretti da Motta, D. Sc.

Prof. Jacques de Medina, L. D.

Prof^a Michele Dal Toé Casagrande, D. Sc.

Dr^a Leni Figueiredo Mathias Leite, D. Sc.

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

SETEMBRO DE 2010

Chaves, Franklin José.

Estudo de Misturas de Areia Asfalto a Frio em Pavimentação de Baixo Volume de Tráfego no Estado do Ceará – Contribuição ao Método de Dosagem / Franklin José Chaves. - Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2010.

XXXV, 378p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Laura Maria Goretti da Motta.

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia, 2010.

Referências Bibliográficas: p. 338 - 368

1. Baixo Volume de Tráfego. 2. Mistura Asfáltica a Frio. 3. Dosagem. I. Motta, Laura Maria Goretti da. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

“Quando você tiver a impressão de que já aprendeu tudo na vida, não esqueça: é só impressão.”

(Autor desconhecido)

Dedico este trabalho à minha esposa Olga e ao meu filho Edilson, aos meus pais Edilson e Eunides e a minha amiga Laura Motta.

AGRADECIMENTOS

Com certeza não existiria este trabalho:

- se não acreditasse em DEUS.

- sem o apoio da família: Olga Fátima, Edilson e pais Edilson e Eunides.

- se não fosse por duas pessoas que merecem destaque especial: a primeira a Eng^a Olga Fátima, que além da dedicação como esposa e mãe, muito me ajudou na troca de idéias durante estes anos de pesquisa. A segunda, Prof^a Laura Motta uma pessoa extraordinária na qual muito me orgulho de partilhar de sua amizade.

- sem a aprovação da banca: Prof^a Laura Motta, Prof. Medina, Prof^a Michelle Dal Toé, Eng^a Leni Leite, e Prof. Jorge Ceratti.

- sem a colaboração dos amigos:
 - COPPE (Álvaro Dêlle, Aninha, Sandra Oda, Bororó, Marcos Fietzen, Glória, Beto, Leonardo, Rodrigo Müller, Fábio, Antonio Guimarães, Ben-Hur, e a todos que formam o Laboratório de Geotecnia).
 - UFC (Profs. Sérgio Benevides, Jorge Soares, Verônica, Suelly, Chagas, George Satander, Labs. André, Rômulo, Clayton, Al. Iuri e aos amigos do LMP).
 - DER (Eng^{os}. João Bosco, Raimundo Josino, Isabella Peres, Ademir Monteiro, Adm. Arnoudo Alves, Geol. José Pinto, Analista de Geoproc. Flávio e Labs. Sebastião, Francisco, Luis Antonio, Claudemi).
 - UNIFOR (Profs. Wandemberg e Virgílio, Lab. Tarcísio).
 - TÉCNICOS (Geol. Jaime Quintas, Quim. Sérgio Alexandre, Sérgio Filho, Prof. de inglês Rogério “in memorian”, aos Engenheiros Bayma, Bayma Filho e André, Luis Alberto, Claudenor dos Santos, Seghui Shiroma, Deusimar, Ernani, Osvaldo Tuchumantel, Rômulo, Tonial, Roberto Ribeiro, Aristeu Mitozo, Moisés, Nobre, Carlos Cunha, Leandro, Filipe e ao Lab. Erivan).

Enfim, a todos que de alguma forma contribuíram para que pudéssemos concluir esta empreitada, os meus mais sinceros agradecimentos.

Resumo da Tese apresentada a COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

ESTUDO DE MISTURAS DE AREIA ASFALTO A FRIO EM PAVIMENTAÇÃO DE
BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO NO ESTADO DO CEARÁ – CONTRIBUIÇÃO
AO MÉTODO DE DOSAGEM

Franklin José Chaves

Setembro/2010

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil.

Esta pesquisa teve como principal objetivo apresentar um método de dosagem para misturas do tipo areia asfáltica a frio, com ligante de ruptura lenta ou média, a ser utilizado em rodovia com baixo volume de tráfego. Os trabalhos iniciaram-se pela definição de uma faixa granulométrica baseada nas granulometrias das areias de rios do estado do Ceará. Para a caracterização dos materiais naturais utilizaram-se ensaios de equivalente de areia, densidade real, mineralogia e grau de arredondamento. Em seguida, foram determinadas as percentagens de umidades ideais a serem incorporadas aos agregados, visando um melhor envolvimento dos ligantes. Através do tratamento estatístico dos parâmetros de RT e densidade aparente foram propostas mudanças nos tempos de cura da metodologia DNER ME 107/94. As misturas também foram avaliadas por compactação Marshall e Giratória, com e sem fíler. Utilizaram-se ferramentas modernas para análise dos agregados e das misturas, bem como a técnica do AIMS e da tomografia computadorizada, para avaliar a distribuição dos vazios de ar nas misturas compactadas. Na busca por maiores informações das propriedades mecânicas das misturas a frio utilizaram-se dos ensaios de módulo de resiliência, Cântabro, WTAT e LWT com adaptações. Através dos parâmetros indicados para a dosagem da mistura é esperado que as areias asfálticas a frio alcancem uma maior durabilidade como revestimentos de rodovias de baixo volume de tráfego.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

A STUDY OF SAND ASPHALT COLD MIX IN PAVING LOW TRAFFIC VOLUME
ROADS IN THE STATE OF CEARÁ – CONTRIBUTIONS TO A DESIGN METHOD

Franklin José Chaves

September/2010

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta.

Department: Civil Engineering

This research aimed to provide a dosage method for mixtures of sand asphalt cold type binder breaking with slow or medium, to be used in highway with low traffic volume. First a grain-size range was established from testing of river sands of the state of Ceará in the Northeast of Brazil. Used sand equivalent, specific gravity, mineralogy and particle shape. Determined the water content of sands for a satisfactory coverage with binder. The statistical treatment of tensile strength and density permitted to modify the curing time from the DNER ME 107/94 method. The mixtures were also evaluated when compacted according to Marshall and Giratory methods, with and without filler material. Aggregates and asphalt mixtures were also evaluated by using the Aggregate Imaging Measurements System (AIMS) and computerized tomography to detect the distribution of air voids in compacted mixtures. For further information concerning the mechanical properties of cold sand asphalt mixes the following tests were performed: resilient modulus, Cantabro, WTAT and LWT, with special arrangements. It is hoped that the chosen parameters for mix design shall permit greater durability of sand asphalt for low traffic volume roads.

ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Gerais.....	1
1.2 Objetivo do Trabalho.....	4
1.3 Estrutura do Trabalho.....	5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 Rodovias de Baixo Volume de Tráfego.....	7
2.1.1 Conceituação	7
2.1.2 Evolução histórica das rodovias de baixo volume no Brasil.....	11
2.1.3 Importância das rodovias de baixo volume de tráfego.....	16
2.2 Revestimentos Utilizados em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego	34
2.2.1 Considerações gerais.....	34
2.2.2 Revestimento primário.....	37
2.2.3 Revestimento poliédrico.....	49
2.2.4 Tratamento conta pó.....	55
2.2.5 Solo-betume.....	60
2.2.6 Tratamentos superficiais do tipo simples e duplo.....	70
2.2.7 Otta seal.....	82
2.2.8 Areia asfalto usinada a quente.....	87
2.2.9 Misturas asfálticas usinadas a frio do tipo PMF e AAUF.....	93
2.3 Emulsões Asfálticas	104
2.3.1 Considerações gerais.....	104
2.3.2 Vantagens na utilização das emulsões asfálticas.....	110
2.3.3 Os elementos constituintes das emulsões asfálticas.....	111
2.3.4 Principais tipos de emulsões utilizadas na pavimentação.....	115
2.3.5 Principais aplicações das emulsões na pavimentação rodoviária.....	116
2.3.6 Fabricação das emulsões asfálticas.....	117
2.3.7 Estocagem e transporte das emulsões asfálticas.....	125
2.4 Dosagem das Misturas a Frio para Baixo Volume de Tráfego	126
2.4.1 Dosagem Marshall modificado.....	126
2.4.2 Metodologia SUPERPAVE.....	130

2.5 Resistência à Tração por Compressão Diametral	135
2.5.1 Histórico.....	135
2.5.2 Método de ensaio.....	136
2.5.3 Aplicação.....	139
2.6 Módulo de Resiliência	139
2.6.1 Generalidades.....	139
2.6.2 Ensaio de carga repetida em misturas asfálticas	141
2.7 Ensaio Complementares	148
2.7.1 Ensaio Cântabro.....	148
2.7.2 Wet Track Abrasion Test - WTAT.....	152
2.7.3 Loaded Wheel Test-LWT.....	156
2.7.4 Tomografia computadorizada aplicada à mistura asfáltica a frio.....	157
2.7.5 Análise de forma dos agregados através do <i>Agregate Image Measurement System</i> – AIMS.....	162
3 EXPERIÊNCIA DO ESTADO DO CEARÁ NO USO DE AREIA ASFALTO A FRIO	168
3.1 Introdução	168
3.2 Malha Rodoviária do Ceará em AAUF	168
3.3 Materiais	169
3.4 Condições dos Trechos Visitados	171
3.5 Principais Defeitos Identificados	176
4 CONDIÇÕES GEOAMBIENTAIS DO ESTADO DO CEARÁ	180
4.1 Localização e Demografia	180
4.2 Clima e Pluviometria	181
4.3 Geologia e Pedologia	185
4.3.1 Embasamento cristalino	185
4.3.2 Regiões Sedimentares	186
4.4 Geomorfologia e Unidade Fitoecológica	192
4.5 Bacias Hidrográficas	196
5 MATERIAIS E MÉTODOS	204
5.1 Considerações Iniciais	204
5.2. Agregado	206
5.2.1 Areia grossa quatzosa de rio.....	206

5.2.2 Seleção dos materiais da pesquisa	212
5.2.3 Ensaios e resultados.....	213
5.2.4 Ensaios complementares.....	217
5.3 Ligantes Asfálticos.....	233
5.4 Investigações Iniciais em Misturas Asfálticas Usinadas a Frio.....	234
5.4.1 Considerações gerais.....	234
5.4.2 Determinação dos parâmetros Marshall da mistura a quente.....	236
5.4.3 Dosagem de misturas asfálticas a frio com compactação manual.....	239
5.4.4 Dosagem de misturas asfálticas a frio no compactador giratório.....	242
5.4.5 Pesquisa de drenabilidade das misturas.....	246
5.5 Estudo da Influência da Umidade nas Propriedades da Mistura a Frio	253
5.5.1 Considerações gerais.....	253
5.5.2 Definição da percentagem de adição da água de molhagem na areia.....	255
5.5.3 Estudo da temperatura de cura da mistura.....	262
5.5.4 Estudo da umidade na compactação.....	264
5.6 Processo de Cura após a Compactação das Misturas Asfálticas a Frio	268
5.6.1 Considerações gerais.....	268
5.6.2 Definição do tempo de cura em estufa	270
5.6.3 Processo de cura a temperatura ambiente	273
5.7 Tratamento Estatístico para Definição dos Tempos de Cura da Mistura a Frio Solta e Pós-Compactada.....	275
5.7.1 Considerações gerais.....	275
5.7.2 Metodologia.....	276
5.7.3 Análise da densidade aparente e resistência à tração estática das misturas com RL-1C.....	279
5.7.4 Análise da densidade aparente e resistência à tração estática das misturas com RM-1C.....	284
5.7.5 Considerações finais	290
5.8 Simulação em Laboratório das Condições de Campo das Misturas a Frio.	291
5.8.1 Estudo comparativo de misturas no campo x laboratório.....	291
5.8.2 Estudo do comportamento da mistura solta no campo com o tempo de cura .	292
5.9 Considerações Finais.....	294
6 ANÁLISE DOS RESULTADOS	297
6.1 Considerações Iniciais	297
6.2 Resultados das Análises do AIMS.....	298
6.3 Resultados dos Ensaios de Tomografia Computadorizada.....	304

6.4 Módulo de Resiliência	308
6.5 Ensaio de Desgaste Cântabro	310
6.6 Ensaio Wet Track Abrasion Test – WTAT	313
6.7 Ensaio Loaded Wheel Test – LWT	319
6.8 Custos	324
6.9 Considerações Finais	326
7 CONCLUSÕES e SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	330
7.1 Conclusões	330
7.2 Sugestões para Futuras Pesquisas	336
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	338
ANEXOS	369
Anexo A.....	370
Anexo B.....	371
Anexo C.....	372

ÍNDICE DAS FIGURAS

Figura 2.1: Seção tipo do pavimento de uma rodovia de BVT no Ceará (CHAVES e MOTTA, 2005).....	13
Figura 2.2: Vista geral de trechos com pavimentos econômicos (TSS) no Ceará em regiões com topografias variando de plana até montanhosa.....	14
Figura 2.3: Mapa mostrando a localização dos trechos com pavimentos econômicos no Estado do Ceará (CHAVES <i>et al.</i> , 2004).....	15
Figura 2.4: Ilustração dos custos do MnROAD Fase II divididos entre os parceiros do projeto (JOHNSON <i>et al.</i> 2009).....	17
Figura 2.5: Vista geral da infra-estrutura do Projeto de Pesquisa de Estradas - MnROAD (WOREL <i>et al.</i> 2008).....	18
Figura 2.6: Circuito fechado com as respectivas seções transversais das células pesquisadas (WOREL e CLYNE, 2007).....	19
Figura 2.7: Célula 31 com afundamento de trilha de roda relacionado com o número de passadas das cargas (WOREL e CLYNE, 2007).....	22
Figura 2.8: Célula 31 com afundamento de trilha de roda relacionado com o número total de passagens do eixo padrão (WOREL e CLYNE, 2007).....	22
Figura 2.9: Fluxo de migração nacional na Finlândia (PARANTAINEN e MERILÄINEN, 2003).....	25
Figura 2.10: Gráfico mostrando as percentagens das rodovias pavimentadas e não pavimentadas da SADC (PINARD, 2006).....	26
Figura 2.11: Hierarquia das rodovias e suas funções (SADC, 2003).....	26
Figura 2.12: Gráfico das percentagens por tipo de revestimento da malha rodoviária do Ceará (DERT, 2006).....	34
Figura 2.13: Estradas em leito natural na região do sul da África (SADC, 2003)...	35
Figura 2.14: Estradas em leito natural na região sul do Brasil (BAESSO e GONÇALVES, 2003).....	35
Figura 2.15: Estradas em leito natural no Ceará, nordeste do Brasil.....	35
Figura 2.16: Manutenção periódica com serviço de patrolagem em estradas de terra da Nova Zelândia (Henning <i>et al.</i> , 2008).....	36
Figura 2.17: Serviço de patrolagem em estrada de terra em Santa Catarina (BAESSO e GONÇALVES, 2003).....	36
Figura 2.18: Serviço de patrolagem em estrada de terra no Ceará	36
Figura 2.19: Seções tipo em tangente e em curva para rodovias em revestimento primário (FABRÍCIO <i>et al.</i> , 2000).....	41
Figura 2.20: Seção transversal típica, em tangente e em curva, de rodovia em revestimento primário.....	42
Figura 2.21: Trechos em revestimento primário em várias regiões do Estado do Ceará.....	43

Figura 2.22: Defeitos comuns em revestimento primário como: corrugação, poeira, estreitamento da plataforma.....	43
Figura 2.23: Custos reais de manutenção por milha na malha rodoviária municipal de Waseca (Minnesota) para diferentes tipos de revestimentos e de tráfego (LRRB,2006).....	46
Figura 2.24: Ilustração do efeito do tráfego sobre os custos de manutenção por milha para uma comarca de Minnesota (LRRB, 2006).....	47
Figura 2.25: Apresenta o custo operacional de veículo/milha com o TDM variando de 0 a 1000 veículos/dia (ZIMMERMAN e WOLTERS, 2004).....	48
Figura. 2.26a: Vista da superfície da Via Ápia (WAPA, 2004).....	50
Figura. 2.26b: Vista da superfície pavimento poliédrico em Manaus/2007.....	50
Figura 2.27: Rodovia em região montanhosa com revestimento poliédrico considerado de padrão adequado para a área (KELLER e JHERAR, 2003).....	51
Figura 2.28: Ilustração da seqüência construtiva de um pavimento poliédrico.....	53
Figura 2.29: Seção transversal típica, em tangente e em curva, de rodovia em revestimento poliédrico no Ceará.....	54
Figura 2.30: Vista geral de rodovias em revestimento poliédrico no Ceará.....	55
Figura 2.31: Aplicação do tratamento contra pó em via urbana (DUQUE NETO, 2004).....	59
Figura 2.32: Seção tipo de revestimento primário com estabilização betuminosa no Ceará (VALE,1979).....	62
Figura 2.33: Trechos em revestimento primário, no Ceará, apresentando resquícios de solo-betume, vista geral e detalhe.....	63
Figura 2.34: Amostra de solo-betume do trecho Belém – Icapuí (Ceará), removido em 1989.....	63
Figura 2.35: Estabilização betuminosa que envolve a nova mistura de cascalho e emulsão (WILDE, 2008).....	64
Figura 2.36: Estabilização betuminosa de base de pavimento (MILLER GROUP, 2007).....	65
Figura 2.37: Camada granular estabilizada com betume (MILLER GROUP, 2007).....	65
Figura 2.38: Dificuldade na homogeneização da mistura do cascalho laterítico com emulsão (SANT’ANA, 2009).....	66
Figura 2.39: Seqüência construtiva de revestimento tipo solo-betume (SANT’ANA, 2009).....	67
Figura 2.40: Trecho em serviço com capa selante (SANT’ANA, 2009).....	68
Figura 2.41: Detalhe dos CPs dos três solos estabilizados com distribuição de emulsão em gradiente utilizados na pesquisa (GONDIM, 2008)	69
Figura 2.42: Desmonte e produção da brita na obra e aspecto da superfície de uma base a ser imprimada (CHAVES <i>et al.</i> , 2004).....	75
Figura 2.43: Sequência de fotos dos procedimentos construtivos do TSS.....	76

Figura 2.44: Ilustração dos problemas que podem ocorrer nos TS por falta ou excesso de agregados.....	77
Figura 2.45: Vista geral mostrando a evolução do defeito de falha de bico, o desgaste e o início de pequenas panelas na trilha de roda externa do TSS.....	77
Figura 2.46: Problemas de afundamento de trilha de roda e nas bordas do revestimento, por deficiência de compactação ou seção do pavimento estreita.....	78
Figura 2.47: Revestimento em TSS, aparecendo no revestimento o seixo rolado da base. E como consequência o surgimento de panelas (CHAVES <i>et al.</i> , 2004)...	78
Figura 2.48: Presença de raiz próxima à superfície da base facilita o desgaste pontual dando início ao surgimento de panela.....	79
Figura 2.49: Vista geral dos trechos: Cristais – Morada Nova, Croata – Pentecoste e Russas – Divisa CE/RN, logo após construção em 2003.....	81
Figura 2.50: Vale do Otta onde se originou o Otta seal (OVERBY, 1999).....	82
Figura 2.51: Vista geral de trechos com Otta seal em vários países (OVERBY e PINARD, 2006 e 2007).....	83
Figura 2.52: Amostra de Otta seal simples (OVERBY, 2006).....	84
Figura 2.53: Limites da faixa granulométrica do Otta seal (OVERBY, 1999).....	86
Figura 2.54: Seqüência construtiva de trecho experimental com Otta seal (WATERS, 2009).....	87
Figura 2.55: Vistas gerais de trechos com revestimento em AAUQ no Ceará.....	92
Figura 2.56: Vista geral da BR-116 com revestimento em PMF e após a aplicação de lama.....	100
Figura 2.57: Ilustração de uma seqüência construtiva de uma camada de AAUF (SHIROMA, 1992, apud REIS <i>et al.</i> 2003).....	103
Figura 2.58: Vistas gerais da calha de rio no Ceará, trecho em AAUF e da massa asfáltica enleirada.....	104
Figura 2.59: Ilustração da produção de uma emulsão asfáltica (PETROBRÁS, 1996).....	107
Figura 2.60: Ilustração das fases das emulsões asfálticas: a) fase contínua óleo/água; b) fase invertida água/óleo e c) múltipla água/óleo/água (JAMES, 2006).....	108
Figura 2.61: Distribuição típica do tamanho das partículas nas emulsões asfálticas (JAMES, 2006).....	108
Figura 2.62: Aparelho para ensaio de Penetração.....	112
Figura 2.63: Ilustração da concentração de moléculas do emulsificante no glóbulo de betume (AKZO NOBEL, s.d.).....	113
Figura 2.64: Esquema das diversas aplicações das emulsões asfálticas (ABEDA, 2001).....	117
Figura 2.65: Fotomicrografia dos glóbulos de asfalto em meio aquoso (JAMES, 2006).....	118

Figura 2.66: Esquema da fabricação das emulsões ilustrado com os tanques de armazenamento (SOARES, 2001).....	119
Figura 2.67: Ensaio no viscosímetro Saybolt-Furol.....	120
Figura 2.68: Ensaio de sedimentação.....	121
Figura 2.69: Ensaio de determinação do resíduo por evaporação.....	122
Figura 2.70: Aparelhagem para medir o pH da fase aquosa na produção de emulsão.....	122
Figura 2.71: Ensaio de determinação de carga da partícula em emulsão asfáltica ..	123
Figura 2.72: “Pelotas” de asfalto retidos na peneira.....	124
Figura 2.73: Ilustração do Ensaio da desemulsibilidade (BERNUCCI <i>et al.</i> , 2007).....	125
Figura 2.74: Distribuição espacial dos métodos de dosagens de misturas asfálticas utilizados nos EUA (KANDHALL e KOEHLER, 1985).....	127
Figura 2.75: Esquema ilustrativo do compactador SGC (MOTTA <i>et al.</i> , 1996).....	135
Figura 2.76: Molde de compactação e parâmetros da compactação giratória (MOTTA <i>et al.</i> , 1996).....	135
Figura 2.77: Desenho esquemático do ensaio de resistência à tração por compressão diametral (BERNUCCI <i>et al.</i> , 2007).....	137
Figura 2.78: Dispositivo para posicionamento do corpo de prova para aplicação das cargas no ensaio de resistência à tração.....	138
Figura 2.79: Rompimento de corpo de prova no ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	138
Figura 2.80: Ensaio de tração indireta por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos (PINTO e PREUSSLER, 1980).....	142
Figura 2.81: Distribuição da tensão de tração e compressão no plano diametral vertical (PINTO e PREUSSLER, 1980).....	143
Figura 2.82: Ilustração da distribuição das tensões de compressão e tração no plano vertical (PINTO e PREUSSLER, 1980).....	144
Figura 2.83: Detalhes: a) Suporte com dois LVDTs, b) Suporte com um único LVDT (BERNUCCI, <i>et al.</i> , 2007).....	146
Figura 2.84: Equipamento automatizado para realização de ensaio de módulo de resiliência pertencente ao Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.....	146
Figura 2.85: Parcelas dos deslocamentos resilientes e permanentes do ensaio de módulo de resiliência (BERNUCCI, <i>et al.</i> , 2007).....	147
Figura 2.86: Pulso de carga e forma de cálculo da deformação elástica por tangentes (MEDINA e MOTTA, 2005).....	147
Figura 2.87: a) Máquina de abrasão Los Angeles. Nos detalhes: b) CP sem cargas abrasivas dentro do cilindro e c) CP após o ensaio (BERNUCCI, <i>et al.</i> , 2007).....	149
Figura 2.88: Resultados dos ensaios Cântabro, em AAUQ, variando o tipo e o teor de ligante (ALDIGUERI, 2001).....	150

Figura 2.89: Aparelho para ensaio de WTAT e no detalhe a borracha para abrasão.....	153
Figura 2.90: Equipamento para ensaio de desgaste por abrasão, em misturas a frio com emulsão asfáltica (ASTM D 7196-06).....	154
Figura 2.91: Aparelho para ensaio de LWT e no detalhe da roda (BERNUCCI <i>et al.</i> , 2007).....	156
Figura 2.92: Tela de uma fatia de CP processada pelo software IMAGO com seu respectivo histograma com a distribuição de CT (NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2006).....	159
Figura 2.93: Divisão das áreas do corpo-de-prova para análise da distribuição dos vazios com ar (NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2006).....	160
Figura 2.94: Ilustrações dos vazios com ar em corpos de prova moldados no compactador giratório e Marshall e extraído em pista (NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2006).....	160
Figura 2.95: Distribuição dos vazios com ar em corpos de prova de 100 mm: A) SUPERPAVE e B) Marshall (NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2006).....	161
Figura 2.96: The AFA2 Aggregate Image Measurement System (PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010).....	162
Figura 2.97: Tela inicial do Aggregate Image Measurement System – AIMS e no detalhe as características das partículas fornecidas pelo sistema (PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010).....	163
Figura 2.98: Ilustração das características dos grãos: angularidade, textura e esfericidade (MASAD, 2005).....	163
Figura 2.99: Ilustração da captura da imagem das partículas graúdas e o seu posicionamento na bandeja (PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010).....	166
Figura 2.100: Ilustração com a captura de imagem da textura da partícula graúda (PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010).....	166
Figura 2.101: Ilustração da captura da imagem dos agregados miúdos distribuídos uniformemente na bandeja (PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010).....	167
Figura 3.1: Trechos em AAUF na malha rodoviária do Ceará.....	169
Figura 3.2: Exploração de areias de rio, no Ceará, durante o período de estiagem.	170
Figura 3.3: Areias quartzosas de rio apresentando granulometrias de grossa a fina.....	170
Figura 3.4: Usina de mistura a frio e massa asfáltica tipo AAUF em cura (CHAVES e MOTTA, 2005).....	171
Figura 3.5: Trechos em AAUF em regiões costeira, interiorana e serrana, respectivamente (CHAVES e MOTTA, 2005)	172
Figura 3.6: Vista geral de trecho em AAUF com RL-1C.....	172
Figura 3.7: Vista geral de trecho em AAUF com RM-1C.....	172
Figura 3.8: Trecho em AAUF em boas condições de rolamento devido a serviços de conservação.....	173

Figura 3.9: Base poliédrica exposta devido ao desgaste e remendo recente já com início de desgaste.....	173
Figura 3.10: Usina móvel de mistura a frio com a massa asfáltica em cura.....	174
Figura 3.11: Processo construtivo da areia asfalto a frio com emulsão RL-1C.....	175
Figura 3.12: Fotos ilustrativas de vista geral revestimento em AAUF e no detalhe, após aproximadamente duas semanas em serviço.....	175
Figura 3.13: AAUF com granulometria grossa, menor desgaste.....	176
Figura 3.14: AAUF com granulometria mais fina, maior desgaste.....	176
Figura 3.15: Vista geral e no detalhe do revestimento em areia asfalto a frio do trecho Entr.CE-261 – Redonda, em 2010.....	177
Figura 3.16: Painelas e desgaste provavelmente por problemas de dosagem da mistura asfáltica.....	177
Figura 3.17: Trincas de retração transversais à rodovia ou pequenos trincamentos localizados.....	178
Figura 3.18: Seixos graúdos e espalhamento de motoniveladora são os responsáveis pelo aumento da irregularidade ocasionando desconforto ao rolamento.....	179
Figura 4.1: Mapa de localização do Estado do Ceará (IPECE, 2007).....	180
Figura 4.2: Variações nas condições climáticas do estado do Ceará (IPECE, 2007).....	183
Figura 4.3: Distribuição das precipitações pluviométricas por município no Estado do Ceará, no ano de 2006 (IPECE, 2007).....	184
Figura 4.4: Mapa geológico do Estado do Ceará (DNPM).....	185
Figura 4.5: Seqüência lito-estratigráfica da chapada do Araripe (COSTA, 1994)...	187
Figura 4.6: Distribuição dos principais tipos de solo no Ceará para o 1º nível categórico (IPECE, 2007).....	192
Figura 4.7: Mapa da hipsometria do estado do Ceará (IPECE, 2007).....	193
Figura 4.8: Marco do Pico Alto (Guaramiranga) e vista geral da geomorfologia da região.....	193
Figura 4.9: Distribuição espacial das áreas de ocorrência das unidades fitoecológicas do estado do Ceará (IPECE,2007).....	196
Figura 4.10: Distribuição das 11 bacias hidrográficas do estado do Ceará (SRH, 2005).....	198
Figura 4.11: Ilustração do rio Aracatiáçu, na CE-085, no período das chuvas (cheio) e durante a estiagem (seco).....	199
Figura 4.12: Bacia hidrográfica do médio Jaguaribe, a montante da cidade de Limoeiro do Norte, com seu esboço litológico.....	200
Figura 4.13: Bacia hidrográfica do rio Aracoiaba com seu esboço litológico.....	201
Figura 4.14: Bacia hidrográfica do rio Aracatiáçu com seu esboço litológico.....	202

Figura 5.1: Curvas granulométricas das areias de confecção de areia asfáltica a frio no DER/CE.....	205
Figura 5.2: Conjunto de 250 curvas granulométricas de areia de rio no estado do Ceará.....	207
Figura 5.3: Distribuição espacial de aproximadamente 280 pontos de coleta de amostras de areia grossa de rio no Ceará.....	208
Figura 5.4: Faixa granulométrica ampla onde é viável a utilização de agregados nas AAUF.....	209
Figura 5.5: Percentagens que passa por peneira (eixo y) versus número de amostras (eixo x) do conjunto de mais 280 granulometrias selecionadas.....	210
Figura 5.6: Gráfico das três faixas granulométricas propostas para AAUF no Ceará.....	211
Figura 5.7: Vistas gerais do local de exploração e detalhe das areias dos rios Aracatiçu, Aracoiaba e Jaguaribe.....	212
Figura 5.8: Vista geral do leito do rio Curu no período de estiagem e uma visão da areia no detalhe.....	213
Figura 5.9: Curvas granulométricas das areias dos rios Aracatiçu, Aracoiaba e Jaguaribe, enquadradas na faixa I (Grossa) proposta nesta pesquisa.....	214
Figura 5.10: Resultados de ensaios de equivalente de areia (EA) em 165 amostras de areias de rio.....	215
Figura 5.11: Resultados de ensaios de densidade real (DR) das areias de rio do estado do Ceará.....	215
Figura 5.12: Ilustração dos procedimentos do ensaio da densidade real modificada.....	216
Figura 5.13: Etapas do ensaio para determinação da mineralogia das areias de rio.....	218
Figura 5.14: Esquema do equipamento para determinação da angularidade de agregados miúdos (MOTTA <i>et al.</i> , 1996 e GOUVEIA, 2002).....	219
Figura 5.15: Ensaio de massa específica aparente dos agregados, em estado solto.	220
Figura 5.16: Procedimento de ensaio modificado para determinação do peso do agregado.....	220
Figura 5.17: Seqüência do procedimento proposto para secagem da superfície do grão.....	221
Figura 5.18: Ensaio de grãos superficialmente seco.....	222
Figura 5.19: Microscópio ótico e no detalhe a mostra focalizada.....	223
Figura 5.20: Grãos do rio Aracatiçu com as frações finas aumentadas de tamanho para melhor visualização. Faixas: 12,7 - 9,5mm; 9,5 - 4,8mm; 4,8 - 2,0mm; 2,0 - 0,42mm; 0,42 - 0,075mm e menor do que 0,075mm.....	224
Figura 5.21: Grãos do rio Aracoiaba com as frações finas aumentadas de tamanho para melhor visualização. Faixas: 12,7 - 9,5mm; 9,5 - 4,8mm; 4,8 - 2,0mm; 2,0 - 0,42mm; 0,42 - 0,075mm e menor do que 0,075mm.....	224

Figura 5.22: Grãos do rio Jaguaribe com as frações finas aumentadas de tamanho para melhor visualização. Faixas: 12,7 - 9,5mm; 9,5 - 4,8mm; 4,8 - 2,0mm; 2,0 - 0,42mm; 0,42 - 0,075mm e menor do que 0,075mm.....	225
Figura 5.23: Ilustração dos elementos para a determinação do grau de arredondamento dos grãos (WADELL,1932, apud SUGUIO, 1982).....	226
Figura 5.24: Classificação dos agregados quanto ao grau de arredondamento (POWERS, 1953).....	227
Figura 5.25: Etapas do processamento digital de imagem (SOUZA <i>et al</i> , 2006)...	228
Figura 5.26: Ilustração da serragem e uma amostra dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe.....	230
Figura 5.27: Areia do Rio Aracatiaçu com emulsão RM-1C.....	230
Figura 5.28: Areia do Rio Aracatiaçu com emulsão RL-1C.....	230
Figura 5.29: Areia do Rio Aracoiaba com emulsão RM-1C.....	231
Figura 5.30: Areia do Rio Aracoiaba com emulsão RL-1C.....	231
Figura 5.31: Areia do Rio Jaguaribe com emulsão RM-1C.....	231
Figura 5.32: Areia do Rio Jaguaribe com emulsão RL-1C.....	231
Figura 5.33: Amostra do rio Aracoiaba fracionada em três faixas de peneiras (grossa, média e fina).....	235
Figura 5.34: Corpos de prova de areia grossa asfáltica a quente, moldados por compactação Marshall manual.....	236
Figura 5.35: Corpo de prova de areia grossa asfáltica a quente, moldado no compactador Giratório.....	236
Figura 5.36: Corpo de prova de areia grossa asfáltica a quente com espessura dentro dos limites fixados.....	237
Figura 5.37: Compactação manual do tipo Marshall.....	237
Figura 5.38: Preparação das amostras de misturas asfálticas a frio nesta pesquisa.	239
Figura 5.39: Medição de CP de areia asfáltica a friocom RM-1C.....	240
Figura 5.40: Medição de CPde areia asfáltica a friocom RL-1C.....	240
Figura 5.41: CPs moldados no compactador giratório com ligante do tipo RL-1C.....	243
Figura 5.42: Compactador Giratório Troxler 4140 do laboratório de Mecânica dos Pavimentos/UFC utilizado nesta pesquisa.....	244
Figura 5.43: Esquema do ensaio de drenabilidade, observando-se nos detalhes o envolvimento com parafina e o escoamento da água pelo corpo de prova.....	247
Figura 5.44: Gráficos da densidade aparente e do volume de vazios das misturas a frio com RM-1C.....	249
Figura 5.45: CP mostrando a área onde foi colocada água para teste de infiltração.....	251
Figura 5.46: Agregado com adição de 0 a 5% de água e ligante do tipo RM-1C....	257
Figura 5.47: Agregado com adição de 0 a 5% de água e ligante do tipo RL-1C....	257

Figura 5.48: Gráficos dos parâmetros da areia asfáltica a frio com RM-1C para teores variados de umidade adicionada a areia.....	258
Figura 5.49: Corpos de prova parafinados sem e com filme de PVC.....	259
Figura 5.50: Rompimento de CP parafinados, observando-se que a parafina não penetra nos vazios.....	259
Figura 5.51: Gráficos dos parâmetros da areia asfáltica a frio com RL-1C para teores variados de umidade adicionada a areia.....	261
Figura 5.52: Misturas asfálticas a frio com RL-1C expostas ao sol para determinação da temperatura e perda de umidade.....	263
Figura 5.53: Temperatura de cura da mistura solta (50°C) e de compactação (40°C).....	263
Figura 5.54: Umidades médias das misturas (RL-1C) com o tempo de cura em estufa e ao sol.....	265
Figura 5.55: Curvas representativas das perdas de umidades da mistura asfáltica a frio (RL-1C) em estufa e ao sol.....	265
Figura 5.56: Umidades das misturas com RM-1C com o tempo de cura ao sol.....	266
Figura 5.57: Curvas representativas das perdas de umidades da mistura asfáltica a frio (RM-1C) em estufa e ao sol.....	266
Figura 5.58: Apresenta graficamente os resultados da densidade aparente e RT da tabela 5.47.....	271
Figura 5.59: Apresenta graficamente os resultados da densidade aparente e RT da tabela 5.48.....	272
Figura 5.60: Analisador de Umidade por Infravermelho equipamento do LMP/UFC, que fornece com rapidez a umidade presente nas misturas.....	273
Figura 5.61: Interações tempo em minutos da mistura solta <i>versus</i> densidade aparente.....	281
Figura 5.62: As médias das resistências são valores transformados, obtidos através da raiz quadrada de cada observação.....	284
Figura 5.63: As sete melhores interações com melhor densidade aparente.....	286
Figura 5.64: As sete melhores interações com os valores originais da resistência à tração estática.....	290
Figura 5.65: Aspectos das misturas a frio com areia do rio Aracoiaba, realizadas em laboratório (esquerda) e em usina no campo (direita).....	291
Figura 6.1: Imagens do ensaio AIMS no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos/UFC.....	298
Figura 6.2: Gráfico da esfericidade AIMS dos grãos graúdos do rio Aracoiaba.....	300
Figura 6.3: Gráfico do achatamento e alongamento AIMS dos grãos graúdos do rio Aracoiaba.....	300
Figura 6.4: Gráfico da textura AIMS dos grãos graúdos do rio Aracoiaba.....	301
Figura 6.5: Imagens obtidas no ensaio de textura do AIMS. A) Superfícies dos agregados # 9,5 mm. B) Superfícies dos agregados # 4.75 mm.....	301

Figura 6.6: Gráfico da angularidade AIMS dos grãos graúdos e miúdos do rio Aracoiaba.....	302
Figura 6.7: Gráfico da forma 2D AIMS dos grãos miúdos do rio Aracoiaba.....	302
Figura 6.8: Gráfico do achatamento e alongamento AIMS dos grãos graúdos do rio Aracoiaba.....	303
Figura 6.9: Corpos de prova usados para ensaios de tomografia computadorizada em laboratório do CENPES/PETROBRAS.....	304
Figura 6.10: Seções dos corpos de prova com RM-1C. a) Compactação Giratória e b) Compactação manual Marshall.....	305
Figura 6.11: Seções dos corpos de prova com RL-1C. c) Compactação Giratória e d) Compactação manual Marshall.....	305
Figura 6.12: Gráficos com a distribuição dos vazios nas amostras com RM-1C. a) Compactação Giratória. b) Compactação manual Marshall.....	306
Figura 6.13: Gráficos com a distribuição dos vazios nas amostras com RL-1C. c) Compactação Giratória. d) Compactação manual Marshall.....	306
Figura 6.14: Reconstituição em 3D dos corpos de prova com RM-1C. a) Compactação Giratória. b) Compactação manual Marshall.....	307
Figura 6.15: Reconstituição em 3D dos corpos de prova com RL-1C. c) Compactação Giratória. d) Compactação manual Marshall.....	307
Figura 6.16: Ensaio de módulo de resiliência em misturas do tipo areia asfáltica a frio na COPPE/UFRJ.....	308
Figura 6.17: Gráfico ilustrativo com os resultados das médias dos módulos de resiliência das misturas asfálticas a quente e a frio com areia do rio Aracoiaba.....	310
Figura 6.18: Fotos do ensaio Cântabro no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.....	311
Figura 6.19: Gráficos ilustrativos apresentando os valores médios apresentados do desgaste Cântabro pelos corpos de prova de misturas a quente e a frio sem e com fíler.....	312
Figura 6.20: Preparação do corpo de prova de AAUF para ensaio de WTAT.....	314
Figura 6.21: Ensaio de WTAT em corpos de prova de misturas asfálticas a frio.....	315
Figura 6.22: CPs secos para pesagem final.....	316
Figura 6.23: Gráficos mostrando a variação da perda de massa em g/m ² e do Desgaste em %da perda de massa dos corpos de prova após o ensaio de WTAT....	317
Figura 6.24: Fotos dos corpos de prova de misturas a quente e a frio submetidos ao ensaio de WTAT, com exceção dos posicionados na coluna à esquerda.....	318
Figura 6.25: Desgaste em CPs de misturas a frio com ligante do tipo RM-1C e RL-1C.....	319
Figura 6.26: Procedimentos adotados para preparação dos corpos de prova de mistura a frio para ensaio LWT.....	320
Figura 6.27: Equipamento LWT em operação.....	322
Figura 6.28: Corpos de prova de mistura a quente e a frio após ensaios no LWT...	322

Figura 6.29: Gráfico representativo da média das três misturas testadas nesta pesquisa no ensaio com LWT.....	323
Figura 6.30: Gráfico ilustrativo da tabela 6.14 com os preços e tipos de misturas asfálticas usinada a quente e a frio.....	325
Figura 6.31: Gráfico ilustrativo com comparativo de custos de AAUF (tabela 17-SEINFRA/CE) com os custos de AAUF por tipo de emulsão nas condições propostas na pesquisa.....	326

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Características geométricas gerais das rodovias com BVT no Ceará (CHAVES <i>et al.</i> , 2004).....	14
Tabela 2.2: Número total de voltas e de passagens do eixo simples padrão em pesquisa de rodovias de BVT com revestimento asfáltico (WOREL e CLYNE, 2007).....	20
Tabela 2.3: Área trincada por fadiga células 24-31 (WOREL e CLYNE, 2007).....	21
Tabela 2.4: Proposta de classificação de rodovia em área rural na Nova Zelândia (HENNING <i>et al</i> 2008).....	29
Tabela 2.5: Extensão aproximada da rede rodoviária brasileira (DNIT, 2009).....	32
Tabela 2.6: Extensão da malha rodoviária do Estado do Ceará (DERT, 2006).....	33
Tabela 2.7: Extensões em rodovias de BVT com revestimentos no Ceará (DERT, 2006).....	33
Tabela 2.8: Extensões por revestimento com as respectivas percentagens (DERT, 2006).....	33
Tabela 2.9: Extensão do sistema rodoviário estadual (DERT, 2006).....	37
Tabela 2.10: Faixas granulométricas para o material granular da base do TCP.....	57
Tabela 2.11: Faixas granulométricas para as areias do TCP (COSTA, 1986).....	57
Tabela 2.12: Granulometria dos solos da pesquisa (CAVALCANTE <i>et al.</i> , 2009)..	70
Tabela 2.13: Vida útil dos tratamentos superficiais simples e duplos (AASHTO, 1993).....	73
Tabela 2.14: A faixa granulométrica do TSD pelas especificações do DER, 2000..	80
Tabela 2.15: Taxas médias de emulsão utilizadas nos TSDs dos trechos (CHAVES e PARENTE, 2004).....	81
Tabela 2.16: Condições dos trechos analisados com relação aos procedimentos construtivos dos acostamentos (CHAVES e PARENTE, 2004).....	81
Tabela 2.17: Opções de revestimentos do tipo Otta seal em relação ao tráfego (OVERBY e PINARD 2008).....	84
Tabela 2.18: Recomendações das taxas de ligante para o Otta seal (OVERBY E PINARD, 2007).....	85
Tabela 2.19: Características geotécnicas e granulométricas dos agregados (OVERBY, 1999).....	85
Tabela 2.20: Faixas granulométricas para AAUQ (DNER ME 043/97).....	90

Tabela 2.21: Faixas granulométricas para AAUQ (DNIT 032/2005-ES).....	91
Tabela 2.22: Faixas granulométricas para mistura asfáltica da especificação D 1073-07 (ASTM, 2007).....	92
Tabela 2.23: Grupos de pré-misturado a frio em função dos vazios da mistura (SANTANA,1993).....	93
Tabela 2.24: Faixas para mistura asfáltica do tipo PMFA, PMFD e PMFsD (AKZO NOBEL, 2008).....	94
Tabela 2.25: Faixas granulométricas do PMF (DNER ES 317/97).....	99
Tabela 2.26: Especificações dos principais tipos de emulsões asfálticas catiônicas. (IBP, 1999).....	116
Tabela 2.27: Principais emulsões correlacionadas ao tipo de serviço adequado (Costa, 2004).....	117
Tabela 2.28: Resultados médios do desgaste Cântabro das misturas com emulsão convencional e polimerizada.....	149
Tabela 2.29: Apresenta os resultados médios do ensaio Cântabro nas amostras estudadas.....	151
Tabela 2.30: Perda de massa no ensaio Cântabro.....	151
Tabela 2.31: Resultados de perda de massa Cântabro.....	152
Tabela 2.32: Tempos de operação e fator de área (NBR-14746/2001).....	153
Tabela 2.33 – Notas para qualificação do ensaio WTAT modificado (DUQUE NETO, 2004).....	155
Tabela 2.34: Conceitos para qualificação do ensaio WTAT, propostas no estudo (DUQUE NETO, 2004).....	155
Tabela 2.35: Notas para qualificação do ensaio LWT modificado (DUQUE NETO, 2004).....	157
Tabela 2.36: Conceitos para qualificação do ensaio LWT, propostas no estudo (DUQUE NETO, 2004).....	157
Tabela 4.1: Pontos extremos do Ceará (IPECE, 2007).....	181
Tabela 4.2: Lito-estratigrafia da bacia sedimentar do Araripe (SRH, 2005).....	187
Tabela 4.3: Lito-estratigrafia da bacia sedimentar Potiguar (SRH, 2005).....	188
Tabela 4.4: Lito-estratigrafia da bacia sedimentar da chapada da Ibiapaba (SRH, 2005).....	188
Tabela 4.5: Lito-estratigrafia da bacia sedimentar do Iguatu (SRH, 2005).....	189
Tabela 4.6: Lito-estratigrafia das planícies costeiras (SRH, 2005).....	190
Tabela 4.7: As principais de unidades fitoecológicas do estado do Ceará (IPECE,2007).....	196
Tabela 5.1: Resultados dos ensaios de caracterização das areias dos Distritos Operacionais – DERT.....	205

Tabela 5.2: Faixa geral para 250 curvas granulométricas de areias de rios do Ceará.....	209
Tabela 5.3: Proposta de faixas granulométricas para utilização de AAUF no Ceará.....	211
Tabela 5.4: Resultados dos ensaios realizados na areia do rio Curu nesta pesquisa.....	213
Tabela 5.5: Granulometrias finais a serem utilizadas nas pesquisas com as misturas em AAUF.....	214
Tabela 5.6: Resultados dos ensaios de equivalente areia dos rios selecionados.....	214
Tabela 5.7: Resultados dos ensaios de densidade real das amostras selecionadas para esta pesquisa.....	215
Tabela 5.8: Resultados médios dos ensaios de densidade real.....	217
Tabela 5.9: Principais minerais presentes nas areias de rio e respectivas percentagens.....	218
Tabela 5.10: Percentagens dos minerais leves presentes nas areias de rio.....	218
Tabela 5.11: Valores para as massas específicas aparentes soltas calculadas com modificações.....	221
Tabela 5.12: Resultados dos ensaios utilizados para determinação da angularidade.....	223
Tabela 5.13: Classes de arredondamento caracterizadas por valores numéricos por MULLER, 1967 (apud SUGUIO, 1973).....	226
Tabela 5.14: Análise através do Image Tool dos agregados do rio Aracatiçu com RM-1C e RL-1C.....	231
Tabela 5.15: Análise através do Image Tool dos agregados do rio Aracoiaba com RM-1C e RL-1C.....	232
Tabela 5.16: Análise através do Image Tool dos agregados do rio Jaguaribe com RM-1C e RL-1C.....	232
Tabela 5.17: Resultados de ensaios em emulsões do tipo RM-1C e RL-1C utilizadas na pesquisa.....	233
Tabela 5.18: Diferenças entre o método proposto por Lopes e Kasuga e o normalizado pelo DNIT (SILVA JR e SÓRIA, 2003).....	234
Tabela 5.19: As percentagens e pesos para recompor as granulometrias das areias dos rios.....	236
Tabela 5.20: Resultados de misturas a quente, da compactação manual Marshall e no compactador Giratório com amostras do rio Aracatiçu.....	238
Tabela 5.21: Resultados de misturas a quente, obtidos através da compactação manual Marshall e no compactador Giratório com amostras do rio Aracoiaba.....	238
Tabela 5.22: Resultados de misturas a quente, da compactação manual Marshall e no compactador Giratório com amostras do rio Jaguaribe.....	238

Tabela 5.23: Resultados do ensaio Marshall em AAUF com compactação manual (Emulsão: RM-1C).....	241
Tabela 5.24: Resultados do ensaio Marshall em AAUF com compactação manual (Emulsão: RL-1C).....	241
Tabela 5.25: Resultados dos ensaios de comprovação da granulometria dos corpos de prova.....	242
Tabela 5.26: Resultados do ensaio Marshall em AAUF com compactação Giratória (Emulsão:RM-1C).....	245
Tabela 5.27: Resultados do ensaio Marshall em AAUF com compactação Giratória (Emulsão: RL-1C).....	246
Tabela 5.28: Tempo de escoamento da água em CPs de AAUQ.....	248
Tabela 5.29: Tempo de escoamento da água em CPs de AAUQ.....	248
Tabela 5.30: Tempo de escoamento da água em CPs de AAUQ	248
Tabela 5.31: Tempo de escoamento da água em CPs de AAUF (RM-1C), Rio Aracoiaba (Teste 1).....	249
Tabela 5.32: Tempo de escoamento da água em CPs de AAUF (RM-1C), Rio Aracoiaba (Teste 2).....	250
Tabela 5.33: Comparação dos tempos de escoamento da água através de CPs de misturas asfálticas a frio (AAUF) e a quente (AAUQ)-Rio Aracoiaba.....	250
Tabela 5.34: Coeficiente de permeabilidade das misturas asfálticas com areia grossa a quente.....	252
Tabela 5.35: Coeficiente de permeabilidade das misturas a frio com emulsão RM-1C.....	253
Tabela 5.36: Umidades na areia + água da emulsão (38%) no momento da compactação de CPs com emulsão RM-1C.....	257
Tabela 5.37: Características volumétricas e de resistência à tração da mistura a frio.....	258
Tabela 5.38: Umidades na areia + água da emulsão (40%) no momento da mistura e da compactação de CPs com emulsão RL-1C.....	260
Tabela 5.39: Características volumétricas e de resistência à tração da mistura a frio com RL-1C.....	260
Tabela 5.40: Controle de temperatura da mistura com RL-1C em cura ao sol.....	263
Tabela 5.41: Controle de temperatura da mistura com RM-1C em cura ao sol.....	263
Tabela 5.42: Traços das misturas com RL-1C e RM-1C e o respectivo teor de umidade.....	264
Tabela 5.43: Teor de umidade antes da compactação de mistura asfáltica a frio com RL-1C.....	265
Tabela 5.44: Apresenta as umidades ao longo do tempo de cura, a média geral com a respectiva perda de umidade antes da compactação de mistura asfáltica a frio com RM-1C.....	266

Tabela 5.45: Parâmetros comparativos entre temperatura de cura da mistura ao sol e em estufa.....	267
Tabela 5.46: Parâmetros comparativos entre temperatura de cura da mistura ao sol e em estufa.....	268
Tabela 5.47: Média dos ensaios de densidade aparente e resistência à tração em misturas com RL-1C.....	271
Tabela 5.48: Média dos ensaios de densidade aparente e resistência à tração em misturas com RM-1C.....	272
Tabela 5.49: Umidade final média das misturas com emulsão RL-1C.....	274
Tabela 5.50: Umidade final média das misturas com emulsão RM-1C.....	274
Tabela 5.51: Apresenta teste com umidade restante máxima.....	275
Tabela 5.52: Resultados da densidade aparente em CPs com RL-1C.....	279
Tabela 5.53: Resultados da ANOVA.....	280
Tabela 5.54: Teste de Tukey.....	281
Tabela 5.55: Resultados da densidade aparente em CPs com RL-1C.....	282
Tabela 5.56: Resultados da ANOVA.....	283
Tabela 5.57: Teste de Tukey.....	283
Tabela 5.58: Resultados da densidade aparente em CPs com RM-1C.....	285
Tabela 5.59: Resultados da ANOVA.....	285
Tabela 5.60: Teste de Tukey.....	286
Tabela 5.61: As sete melhores interações com densidade aparente.....	286
Tabela 5.62: Resultados da resistência à tração estática em CPs com RM-1C.....	287
Tabela 5.63: Resultados da ANOVA.....	288
Tabela 5.64: Teste de Tukey.....	289
Tabela 5.65: As sete melhores interações de resistência à tração estática.....	289
Tabela 5.66: Parâmetros Marshall das misturas laboratório x campo.....	292
Tabela 5.67: Características volumétricas da mistura a frio utilizando o método Marshall.....	293
Tabela 6.1: Granulometrias das areias de rio utilizadas no ensaio AIMS.....	299
Tabela 6.2: Resultados do ensaio de esfericidade AIMS dos agregados graúdos do Rio Aracoiaba.....	299
Tabela 6.3: Resultados do ensaio de achatamento e alongamento AIMS dos agregados graúdos do Rio Aracoiaba.....	300
Tabela 6.4: Resultados do ensaio de textura AIMS dos agregados graúdos do Rio Aracoiaba.....	300
Tabela 6.5: Resultados do ensaio de angularidade AIMS dos agregados graúdos e miúdos do Rio Aracoiaba.....	301
Tabela 6.6: Resultados do ensaio de forma2D AIMS dos agregados miúdos do Rio Aracoiaba.....	302

Tabela 6.7: Resultados obtidos nos ensaios de AIMS.....	304
Tabela 6.8: Média dos resultados do ensaio de módulo de resiliência em misturas a quente com areia do rio Aracoiaba.....	309
Tabela 6.9: Média dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência em misturas a frio com RL-1C e areia do rio Aracoiaba.....	309
Tabela 6.10: Média dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência em misturas a frio com RM-1C e areia do rio Aracoiaba.....	309
Tabela 6.11: Média dos resultados do ensaio Cântabro em misturas a quente e a frio com areia do rio Aracoiaba.....	312
Tabela 6. 12: Ensaio de desgaste por abrasão em misturas asfálticas a quente e a frio, com areia do rio Aracoiaba através do WTAT.....	317
Tabela 6.13: Média dos resultados dos afundamentos, em percentagem. Espessura média dos CPs = 40 mm.....	322
Tabela 6.14: Misturas asfálticas usinadas, preço R\$/m ³ - tabela nº17 da SEINFRA/CEARÁ.....	324
Tabela 6.15: Custo da AAUF para ligantes dos tipos RM-1C e RL-1C.....	325
Tabela 6.16: Faixa recomendada para AAUF.....	337
Tabela 6.17: Cura da mistura solta em AAUF.....	328
Tabela 6.18: Cura da mistura compactada em AAUF.....	328
Tabela 6.19: Módulo de resiliência da faixa I (grossa) para AAUF.....	329

LISTA DE ABREVIATURAS

°C	Graus Centígrados
AASHTO	American Association of State Highways and Transportation Officials
AAUF	Areia Asfalto Usinado a Frio
AAUQ	Areia Asfalto Usinado a Quente
ABEDA	Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Af	Clima quente e úmido com estação seca
AIMS	Aggregate Image Measurement System
Am	Clima quente e úmido com estação seca pouco pronunciada
ARRB	Australian Road Research Board
ASTM	American Society for Testing and Materials
Aw	Clima quente e úmido com chuvas de verão
Aw'	Clima quente e úmido com chuvas de outono
BDI	Benefícios e Despesas Indiretas
BID	Banco Interamericano de Desenvolvimento
BIRD	Banco Internacional para Reconstrução e Desenvolvimento
BMPs	Best Management Practices
BNDES	Banco Nacional de Desenvolvimento Social
BR	Brasil
BSw	Clima semi-árido quente
BVT	Baixo Volume de Tráfego
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CE	Ceará
CEF	Caixa Econômica Federal
CL	Argilo-siltoso
cm	Centímetro
CM	Cura Média
CNP	Conselho Nacional de Petróleo
COGERH	Companhia de Gestão de Recursos Hídricos
COPPE	Instituto Alberto Luis Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia da UFRJ

CP	Corpo de Prova
CPA	Camada Porosa de Atrito
CR	Cura Rápida
CT	Coefficiente de Atenuação
D	Diâmetro
DAER	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem - Ceará
DER-CE	Departamento de Estradas e Rodovias - Ceará
DER-CE	Departamento de Edificações e Rodovias - Ceará
DER-BA	Departamento de Estadual de Estradas de Rodagem - Bahia
DER-PR	Departamento de Estradas de Rodagem - Paraná
DER-SP	Departamento de Estradas de Rodagem - São Paulo
DER/SC	Departamento de Estradas de Rodagem
DERT	Departamento de Edificações, Rodovias e Transporte - Ceará
DFID	Department for International Development - UK
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte
DNPM	Departamento Nacional da Produção Mineral
DOT	Department of Transportation
DR	Densidade Real
EA	Equivalente Areia
EBE	Enrobé à Basse Énergie
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agrária
ESAL	Equivalent Axle Loads
ESP	Eixo simples padrão
EUA	Estados Unidos da América
FAA	Fine Aggregate Angularity
FAO/UNESCO	Organização para a Agricultura e Alimentação das Nações Unidas
FHWA	Federal Highways Administration
FLED	Faixa Litorânea de Escoamento Difuso
g	Gramas
GEIPOT	Empresa Brasileira de Planejamento dos Transportes
GTM	Gyratory Test Machine
H	Altura
HFMS-2S	Tipo de Emulsão
HLB	Balanceamento Hidrofílico e Lipofílico
HMA	Hot-Mix Asphalt

HRB	Highway Research Board
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IBP	Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás
IDT	Indirect Tensile Tester
IMAGO	Software de Imagens
INT	Instituto Nacional de Tecnologia do Rio de Janeiro
IP	Índice de Plasticidade
IPEA	Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada
IPECE	Instituto de Pesquisas Econômicas do Ceará
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
ISC	Índice de Suporte Califórnia
ISO	International Standart Organization
K	Libras ($\times 1.000$)
Kg	Quilograma
Kg/cm ²	Quilograma por centímetros quadrado
Kgf	Quilograma força
Km	Quilômetro
Km/h	Quilômetro por hora
KN	Quilo Newton
KPa	Quilo Pascal
l/m ²	Litros por metro quadrado
LACAM	Laboratório de Caracterização de Materiais da UFC
lbs	Libras
LGMA	Laboratório de Geologia Marinha e Aplicada
LL	Limite de liquidez
LMP/DET/UFC	Laboratório de Mecânica dos Pavimentos - Departamento de Transportes – Universidade Federal do Ceará
LRRB	Local Road Research Board
LUBNOR	Lubrificantes do Nordeste
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
LVR	Low Volume Road
LWT	Loaded Wheel Test
m	Metro
m ³	Metros cúbicos

Max.	Máximo
MCT	Miniatura Compactado Tropical
ME	Método de Ensaio
mm	Milímetro
mm/s	Milímetros por segundo
Mn/DOT	Minnesota Department of Transportation
MnROAD	Projeto de Pesquisa de Estrada
MPa	Mega Pascal
MR	Módulo de Resiliência
N	Número de Repetições de Carga Equivalente ao Eixo Padrão
NAPA	National Aggregate Pavement Association
NBR	Norma Brasileira
NTL	Norma espanhola
OSU	Oregon State University
Pa.s	Pascal x segundo
PCC	Concreto de Cimento Portland
PDI	Processamento Digital de Imagens
PDOT	Departamento de Transportes da Pensilvânia
PDRI	Programa de desenvolvimento Rural Integrado do Ceará
pH	Potencial de Hidrogênio
PMF	Pré-misturado Frio
PMFA	Pré-misturado Frio Aberto
PMFD	Pré-misturado Frio Denso
PMFsD	Pré-misturado Frio Semi-denso
PMSP	Prefeitura Municipal de São Paulo
ppm	Partes por milhão
RAP	Pavimentos Asfálticos Reciclados
RBV	Relação Betume Vazios
RBVT	Rodovia de Baixo Volume de Tráfego
RC-2	Rapid Curing
RCS	Resistência à Compressão Simples
RL	Ruptura Lenta
RL-1C	Ruptura Lenta – 1 Catiônica
RM	Ruptura Média
RM-1C	Ruptura Média – 1 Catiônica
RMF	Região Metropolitana de Fortaleza

RP	Revestimento Primário
rpm	Rotações por minuto
RR	Ruptura Rápida
RT	Resistência à Tração por Compressão Diametral
s	Segundos
SADC	Southern African Development Community
SC-MC	Areno argiloso- silto argiloso
SD	South Dakota
SD LTAP	South Dakota Local Transportation Assistance Program
SEINFRA	Secretária de Infra-estrutura do Estado do Ceará
SETUR/CE	Secretaria de Turismo do Estado do Ceará
SFRDP	Secondary and Feeder Road Developmet Program
SGC	Compactador Giratório SUPERPAVE
SHRP	Strategic Highway Research Program
SiBCS	Sistema Brasileiro de Classificação de Solos
SM	Areno siltosa
SNRA	Swedish National Road Administration
SPT	Standard Penetration Test
SRAs	Departamentos rodoviários estaduais
SRH	Secretaria de Recursos Hídricos
SST	SUPERPAVE Shear Tester
SUDENE	Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste
SUPERPAVE	Pavimentos Asfálticos de Desempenho Superior
TDM	Tráfego Diário Médio
TMD	Tráfego Médio Diário.
TMDA	Tráfego Médio Diário Anual
TRB	Transportation Research Board
TRL	Transport Research Laboratory
IPC/BR	Instituto Panamericano de Carreteras - Brasil
TSD	Tratamento Superficial Duplo
TSS	Tratamento Superficial Simples
TST	Tratamento Superficial Triplo
UFC	Universidade Federal do Ceará
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
N	Newton
USAID	United States Agency for Internacional Development

USCE	United States Army Corps of Engineers
USDA	United States Department of Army
VAM	Volume do Agregado Mineral
VMD	Volume Médio Diário
VPD	Volume por Dia
Vv	Volume de Vazios
WORLD BANK	Banco Mundial
WRB	Sistema Referencial Básico p/ Recursos dos Solos do Mundo
WSDOT	Washington State Department of Transportation
WTAT	Wet Track Abrasion Test
µm	Mícron

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

A pavimentação de vias de baixo volume de tráfego atende a necessidade de melhorar um número significativo de rodovias implantadas com revestimento primário ou em leito natural. Este tipo de vias representa cerca de 84% do sistema rodoviário do Estado do Ceará. Por não existirem recursos suficientes para atender este alto percentual de trechos que necessita de melhoramentos, o governo estadual resolveu priorizar a pavimentação de rodovias de ligação entre as sedes municipais com a malha pavimentada estadual. Para tanto, foi adotada a filosofia dos pavimentos denominados de “baixo custo”, entendendo este como sinônimo de soluções de menores espessuras e contendo materiais disponíveis a pequena distância de transporte da obra, sempre que possível.

O objetivo do governo estadual do Ceará nesta solução é contribuir com o desenvolvimento econômico do Estado, permitindo o escoamento da produção agrícola, e a perenização do tráfego. Estas rodovias de ligação possuem forte apelo social, por garantirem acesso mais fácil à educação, à saúde e ao lazer. Também se pode destacar que esta ação contribui para a fixação do homem no campo.

A busca por tecnologia adequada às rodovias de baixo volume de tráfego leva os Órgãos rodoviários a utilizarem materiais naturais nas camadas do pavimento e nos revestimentos, geralmente abundantes na proximidade da obra em todo o estado do Ceará. Os gestores, encorajados por trabalhos tais como SANTANA (1993) e NOGAMI e VILLIBOR (1995), procuram implantar rodovias de baixo volume de tráfego maximizando a utilização de solos locais nas camadas do pavimento e executando bases com custos menores do que as tradicionalmente utilizadas.

É importante destacar que a implantação de rodovias pavimentadas para baixo

volume de tráfego não significa necessariamente que será de “baixo custo” em todos os locais igualmente. As diferenças ocorrem em função de vários fatores, principalmente da topografia, que pode gerar custos elevados de implantação da infra-estrutura de terraplenagem e drenagem, por exemplo. Portanto, deve ser destacado que, para viabilizar a construção de rodovia de baixo volume de tráfego com baixo custo, necessitam-se soluções técnico-econômicas que reduzam os custos de construção e manutenção. A dificuldade é aliar as duas coisas, isto é, soluções ambientalmente adequadas e tecnicamente corretas com custos menores.

Deve-se destacar que o estado do Ceará possui experiência de cerca de quatro décadas na implantação de rodovias de baixo volume de tráfego. Foram aplicados, em muitas situações, métodos e materiais não convencionais, bem como soluções baseadas nas experiências acumuladas pelos técnicos do órgão rodoviário do estado do Ceará (DER/CE) e dos órgãos rodoviários de outros estados ou mesmo de empresas projetistas.

Estas soluções são complementadas por outras medidas, tais como procurar seguir a geometria dos traçados originais já implantados, sem muitos ajustes no projeto geométrico. Com relação à segurança geralmente esta pode ficar comprometida nas curvas mais perigosas, apesar de serem realizados alguns pequenos serviços de melhoria, visto que os raios destas sempre estão fora das normas.

Algumas medidas de baixo custo foram adotadas destacando-se o alargamento de pequenos cortes, criação de falsos aterros, com a finalidade de melhorar a visibilidade e a drenagem superficial, bem como reduzir a influência da água de sub-superfície. Deve-se observar que foram implantados pavimentos de baixo custo em regiões de topografias que variaram desde planas até montanhosas.

Nas rodovias com baixo volume de tráfego, no Ceará, vários tipos de revestimentos já foram utilizados desde a década de 60. Dentre eles destacam-se os revestimentos do tipo: areia asfalto usinada a frio (AAUF), pedra poliédrica, solo-betume e o tratamento superficial simples. Destes apenas os trechos de solo-betume já não existem mais, podendo ser encontrados apenas resquícios em pequenos segmentos, pois foram substituídos por outros revestimentos ou removidos pelo serviço de

conservação, devido ao avançado estado de degradação. Também não foram executados novos trechos com esta técnica em anos recentes e todos os outros continuam a serem usados.

Uma das preocupações atuais no setor rodoviário é a questão ambiental com relação à exploração de materiais naturais, como os solos e as rochas, para serem utilizados nas camadas ou nos revestimentos dos pavimentos. A exploração de jazidas e os desmontes de rochas geram um passivo ambiental, mesmo tomando-se as medidas mitigadoras, recomendadas nos projetos de engenharia, para recuperação das áreas degradadas. Estas medidas corretivas, na maioria vezes, apenas reduzem parcialmente o problema.

O autor considera que a utilização dos agregados (areias grossas quartzosas de rio) nas misturas asfálticas a frio, muito utilizadas na manutenção rotineira e corretiva no Ceará, são os materiais ecologicamente mais corretos para exploração, como materiais de construção rodoviária em grande parte da região Nordeste. As razões podem ser facilmente listadas: não há desmatamento, não prejudica a fauna e é um material natural que se renova sazonalmente (anual) e, portanto, sua exploração em pequena escala em cada ponto, não prejudica o meio ambiente. A utilização deste tipo de mistura deve ser incentivada para compor revestimentos de rodovias de baixo volume de tráfego.

O objeto de estudo desta pesquisa é o revestimento de areia asfalto usinada a frio: no início desta, em 2005, o estado do Ceará possuía uma extensão aproximada de 335 km de vias com este material, o que representava cerca de 6% das rodovias pavimentadas gerenciadas pelo DER/CE (ex-DERT). Entretanto, nos últimos tempos, com o crescimento do turismo, a extensão da malha com revestimento a frio vem sendo reduzida em função de uma política de governo de melhoramentos na infra-estrutura adotando a utilização de misturas a quente nas rodovias localizadas nas regiões de praias e serras.

Percorrendo praticamente toda a malha existente em AAUF durante os anos desta pesquisa, observou-se a existência de trechos em boas condições de rolamento do

tráfego, inclusive em serra. O principal defeito observado neste tipo de revestimento foi o desgaste, comprovando as observações de outros técnicos na revisão bibliográfica.

A mistura a frio a que se refere esta pesquisa é a formada por areia grossa quartzosa de rio, da região de alguns rios do Ceará, misturadas em usina própria, com emulsão asfáltica. O tipo de emulsão mais utilizada, pelo DER/CE, como ligante é a RM-1C, em menor quantidade a RL-1C. Recentemente, foram utilizadas, no estado do Ceará, misturas de areia com RL-1C em serviços de tapa buraco com bom comportamento após a cura. Também se utilizou uma pequena proporção de fíler nas misturas das areias grossas quartzosas de rio com emulsões asfálticas, objetivando determinar a influência deste nas propriedades volumétricas e mecânicas da areia asfáltica usinada a frio.

1.2 Objetivo do Trabalho

O estudo da areia asfáltica usinada a frio (AAUF) foi motivado pela pequena quantidade de informações confiáveis com relação aos projetos usualmente empregados pelo órgão estadual, apesar de já ser utilizada por mais de 40 anos no estado do Ceará. Trata-se de uma mistura que é aplicada nos serviços de tapa buraco (conservação rotineira), como revestimento em rodovias de baixo volume de tráfego e em vias urbanas de municípios do Estado, onde o controle tecnológico de mistura e construção geralmente é deficiente.

O objetivo principal desta pesquisa foi propor um método de dosagem para areia asfalto a frio, a partir de ensaios mecânicos (Resistência à tração estática e Cântabro) e Densidade aparente, visando garantir a durabilidade das misturas quando aplicadas como revestimentos de rodovias de baixo volume de tráfego. Para alcançar este objetivo foi proposta uma faixa granulométrica com areias grossas de rio, bem como foram estudados e modificados os tempos de cura das misturas indicadas no método para mistura betuminosa a frio, com emulsão asfáltica – ensaio Marshall (DNER ME 107/94).

Como objetivos específicos podem-se destacar:

- Propor um valor mínimo para o equivalente de areia a partir da análise do banco de dados de projetos e amostras coletadas.
- Investigar a percentagem de água a adicionar para um melhor envolvimento dos grãos pela emulsão (RL-1C e RM-1C).
- Determinar os valores de módulo de resiliência das misturas a frio com e sem fíler.
- Estudar a forma e textura dos agregados.
- Avaliar a intercomunicação dos vazios nos corpos de prova utilizando o ensaio de drenabilidade.
- Avaliar o efeito do tipo de compactação (Marshall × Superpave) na distribuição de vazios nas misturas asfálticas a frio, através da técnica da tomografia computadorizada.
- Testar os ensaios de WTAT e LWT modificados para medir desgaste em corpos de prova compactados por compressão.

1.3 Estrutura do Trabalho

Este trabalho apresenta este capítulo introdutório, com algumas considerações gerais sobre rodovias de baixo volume de tráfego com ênfase no Estado do Ceará, e apresentação do objetivo principal e da estrutura do mesmo.

O capítulo 2 trata da revisão bibliográfica do tema, destacando a importância das rodovias de baixo volume de tráfego, revestimentos mais comumente usados, os ligantes asfálticos, as dosagens de misturas e ensaios de resistência. No capítulo 3 descreve-se a experiência do Ceará com os revestimentos em AAUF. No capítulo 4 são descritas as condições ambientais da região abrangida pela presente pesquisa.

O capítulo 5 apresenta os materiais estudados com as suas respectivas características, são descritos os ensaios utilizados com os respectivos comentários e análises. Também são comentados e analisados os ensaios realizados nas misturas asfálticas estudadas.

O capítulo 6 traz os resultados dos ensaios mecânicos selecionados para obtenção de informações complementares na caracterização das misturas. No capítulo 7 são apresentadas conclusões obtidas a partir das informações geradas na pesquisa para elaboração da presente tese, e as sugestões para futuras pesquisas.

Em seguida, são listadas as referências bibliográficas, citadas no texto e que deram suporte à pesquisa, e, finalmente têm-se 3 anexos, com os resultados detalhados:

- no Anexo A, é apresentada uma tabela trazendo as extensões e o ano de conclusão de cada trecho;

- no Anexo B, são apresentadas tabelas de trechos avaliados pelo autor e estão indicados o ano de conclusão dos trechos, o VMD, as deflexões e as irregularidades medidas nestes trechos de AAUF;

- no Anexo C, granulometria das areias de rio.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Rodovias de Baixo Volume de Tráfego

2.1.1 Conceituação

Não existe consenso na literatura internacional e nacional com relação à definição que enquadre uma rodovia como de baixo volume de tráfego. Isto pode ser justificado em função da diversidade no volume de tráfego dos países ou entre estados com relação ao desenvolvimento industrial e agrícola de cada região. O que se observa é uma tendência dos pesquisadores de englobar no conceito de rodovias de baixo volume de tráfego as rodovias denominadas de baixo custo, vicinais, rurais, acessos ou de ligação entre a malha principal e os distritos.

Nos EUA existem várias definições para as rodovias de baixo volume de tráfego. A American Association of State Highways and Transportation Officials - AASHTO (1993) conceitua as rodovias de baixo volume de tráfego como sendo aquelas cujo número “N” (repetições de carga equivalente ao eixo padrão), não ultrapasse o valor de 10^6 , para um determinado período de projeto. WSDOT (1995) considera para baixo volume um tráfego cujo número “N” seja menor do que 5×10^4 em 20 anos.

BEHRENS (1999) cita que Transportation Research Board (TRB) considera como baixo volume as rodovias localizadas em área rural capaz de operar com um tráfego menor do que 500 veículos/dia. HALL e BETTIS (2000) também afirmam que historicamente vários estados americanos (Arkansas, Kentucky, Minnesota, New York, etc) consideram como rodovias de baixo volume de tráfego as que apresentam volume de tráfego semelhante ao máximo considerado pelo TRB. Entretanto o ILDOT (1995), OKDOT (1996) e VDOT (2000) consideram como rodovias de baixo volume quando o tráfego médio é menor do que 400 veículos / dia.

TIMM *et al.* (2006) definem como estradas de baixo volume aquelas que as condições de tráfego requerem espessuras menores do que 20cm para o pavimento.

Historicamente nos EUA, os pavimentos das rodovias de baixo volume foram concebidos para um período de projeto de 10 a 20 anos e para tráfego leve. A concepção desses projetos e os métodos construtivos têm sido muitas vezes menos rigorosas do que para pavimentos com alto volume de tráfego (MUENCH *et al.*, 2007).

HUDSON E MEYER (1997) destacam que a necessidade da classificação das rodovias de BVT baseada no tráfego. Os autores subdividem ainda o baixo volume de tráfego duas classes distintas, a saber:

1. Classe I – com um volume médio diário (VMD) menor do que 50 veículos. Geralmente são vias denominadas de estradas de terra acompanhando o terreno natural ou às vezes possui uma camada de solo selecionado. Raramente possui a superfície com algum tipo de revestimento.
2. Classe II – possui um volume médio diário de tráfego entre 50 e 400 veículos. Estas rodovias apresentam camada granular selecionada ou solo agregado estabilizado. Quando o tráfego encontra-se próximo do limite superior podem ser encontradas rodovias com algum tipo de revestimento asfáltico.

Em OECD (1986) utiliza-se o termo “*low-traffic roads*” para as rodovias com baixo volume que possuem revestimento e fazem a ligação de pequenas cidades, vilas, fazendas, à rede principal de rodovias. Considera ainda que mais de 80% do tráfego destas rodovias são de viagens e serviços de grupo de usuários bem definidos. HASLEHNER (1997) cita que na Áustria considera-se para rodovia rural um máximo de 250 veículos / dia como média anual, considerando uma média de veículos pesados em torno de 10% do tráfego total.

O *Southern African Development Community*, SADC (2003) define como rodovias de baixo volume de tráfego, aquelas que trafegam menos que 200 veículos por dia, com um percentual em torno de 20% de veículos comerciais, incluindo também tráfego não motorizado, principalmente próximo de áreas povoadas. JAHREN (2001) cita que na Austrália e Nova Zelândia os técnicos de manutenção rodoviária, apesar de não ser unanimidade, consideram que a taxa média diária de 200 veículos pode ser considerada como o limite superior do tráfego para estradas revestidas com agregado.

ZHENG *et al.* (2005) comentam que na região noroeste da China as estradas rurais possuem volume de tráfego muito baixo, geralmente inferior a 200 veículos o Tráfego Médio Diário Anual (TMDA). Destacam que nesta região onde predominam estas rodovias existe dificuldade de encontrar materiais de qualidade, além da temperatura nessa área ser extremamente baixa. Para reduzir custos de construção, as estradas rurais são freqüentemente construídas com apenas uma pista. Quando dois veículos se cruzam, duas rodas são colocadas fora fazendo deslocamento para o acostamento por segurança.

THENOUX *et al.* (2003) consideram que não existe uma definição para rodovias de baixo volume de tráfego. Entretanto os autores desenvolveram um guia para projetos de rodovias de baixo volume de tráfego no Chile considerando que no período entre 05 e 10 anos o tráfego atingiria um número N máximo de 10^3 passagens do eixo padrão. Também existem restrições quanto ao percentual de veículos pesados que venham a circular pela rodovia.

No Brasil, devido à escassez de recursos, torna-se cada vez mais imperiosa solução econômica para implantação de rodovias. Principalmente se por estas trafegam um baixo volume de tráfego e de carga.

SANTANA (1993) define os pavimentos econômicos ou de baixo custo como aqueles projetados para um tráfego limitado, maximizando o uso de materiais locais aliados ao emprego de tecnologias que traduzem a experiência da região, de modo a se obter uma estrutura que apresente um resultado técnico e econômico satisfatório. NOGAMI e VILLIBOR (1995) definem estes pavimentos como aqueles que utilizam bases com custos menores do que as bases tradicionalmente utilizadas, revestimento do tipo tratamento superficial com espessura de 1,0 a 3,0 cm e um volume de tráfego em torno de 500 veículos por dia, com um tráfego de caminhões variando de 30 a 40% do volume total.

BERNUCCI (1995) define como rodovias de baixo volume de tráfego aquelas rodovias com um tráfego previsto para o intervalo de no mínimo 10^4 e no máximo 10^6 repetições de carga equivalente ao eixo padrão de 82 kN, durante o período de projeto considerado. Ainda de acordo com BERNUCCI (2007) é difícil a previsão de

crescimento do tráfego em algumas rodovias de baixo volume após a implantação da pavimentação em regiões produtoras do Estado de São Paulo.

Dentre as rodovias definidas como de baixo volume de tráfego devem-se destacar as rodovias vicinais ou estradas rurais ou também conhecidas como estradas de terra entre outras denominações. Segundo BAESSO e GONÇALVES (2003) as estradas rurais podem ser classificadas em três níveis distintos: leito natural, parcialmente revestida e adequada. Esses mesmos autores definem essas rodovias como um conjunto de pequenas vias que compõem o sistema capilar do transporte, sendo responsável pelo escoamento da produção agrícola.

No Ceará, em 1997, foi firmado entre o Estado o BID (Banco Interamericano de Desenvolvimento), um programa denominado de Ceará II, gerenciado pelo DER – Departamento de Edificações e Rodovias (ex-DERT – Departamento de Edificações Rodovias e Transportes), na qual foi considerada como rodovias de baixo volume de tráfego aquelas que apresentam volume médio diário inferior a 200 veículos/dia (PARENTE, 2000).

RABÊLO (2006) em sua conceituação sobre rodovias com baixo volume de tráfego acrescenta que além do volume médio de 200 veículos/dia tenha também um tráfego de caminhões limitado para que possa ser realizada intervenção de baixo custo para um período de projeto mínimo de 10 anos.

Ao se fazer à pesquisa bibliográfica sobre a conceituação de rodovias de baixo volume de tráfego constata-se que as definições ainda permanecem ligadas ao desenvolvimento da região cortada pela rodovia. O autor considera que uma conceituação considerando um volume médio máximo de até 200 veículos/dia, para o Ceará, como um número que reflete bem o tráfego encontrado na maioria das rodovias de baixo volume do Estado. Entretanto sugere-se que seja acrescido como limitação para rodovias BVT um percentual máximo de 15% de veículos comerciais, tendo como base a contagem volumétrica e classificatória realizada no Estado (DERT, 2004).

2.1.2 Evolução histórica das rodovias de baixo volume no Brasil

ROSSITER *et al.* (1999) citam que a partir do final dos anos 50, a necessidade de ampliação das incipientes malhas rodoviárias estaduais, motivou a busca por pavimentos com soluções mais econômicas, denominadas de baixo custo. Na década de 60 e primeira metade de 70, houve um significativo desenvolvimento da pavimentação rodoviária no Brasil, inclusive com grande interesse por inovação e aperfeiçoamento tecnológico que culminou com formação de técnicos através de cursos de especialização e estágios, inclusive no exterior. Nesta época deve-se ressaltar a importância do Instituto de Pesquisa Rodoviária-IPR na difusão do conhecimento técnico da engenharia rodoviária no país.

A redução de recursos a partir de meados da década de 70, e o baixo volume de tráfego nas rodovias até então não pavimentadas, levaram o Governo Federal e alguns Estados, a dar maior atenção a estas, através de diversos programas para construção de rodovias vicinais. Os financiamentos destes programas foram obtidos através de organismos internacionais (BIRD e BID) e nacionais (BNDES, SUDENE, CEF, etc.).

O programa denominado de BBD (BIRD-BNDES-DNER) de abrangência nacional desenvolveu-se em três períodos e foi criado para implantação de estradas vicinais. Segundo BERNUCCI (1995) o tráfego era limitado a 700 veículos/dia para o 10º ano de operação da rodovia.

BAESSO e GONÇALVES (2003) destacam o projeto denominado de Microbacias – BIRD I coordenado pelo governo de Santa Catarina com o apoio do Banco Mundial (BIRD). Dentre as ações previstas iniciadas em 1991 coube ao DER /SC a implementação do “Controle de Erosão ao Longo das Estradas Rurais” nas quais beneficiaram aproximadamente 3.385km de estradas municipais com a execução de grande número de pequenas obras de recuperação. O programa encerrou-se em meados de 1999 com treinamento do corpo técnico e gerencial do projeto para garantir o acultamento com relação à importância das ações relacionadas às estradas rurais.

A principal exigência dos Órgãos financiadores foi à busca por soluções econômicas, em todas as etapas, desde o projeto até construção do pavimento. Dentre

estas soluções pode-se enumerar: revestimento do tipo solo asfalto, pavimento sem acostamento, passagens molhadas, aterros barragens, etc. Basicamente este programa tinha como objetivo permitir o acesso da produção para as rodovias principais facilitando a comercialização e garantir a ligação dos núcleos rurais ao sistema rodoviário principal.

No Ceará, o DAER (Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem), atualmente DER (Departamento de Edificações e Rodovias), implantou o Projeto Jaguaribe no período de 81 a 84, inserido no programa III BBD, sendo construído aproximadamente 200km de rodovias vicinais. No início dos anos 80, gerenciou o Projeto Ceará do Programa de Desenvolvimento Rural Integrado do Ceará (PDRI).

Neste programa, objeto de acordo entre o Governo do Estado e o BIRD, onde foram cadastrados cerca de 2.500km de rodovias passíveis de aplicação de financiamento. Foram implantados 38 trechos de rodovias vicinais numa extensão aproximada de 508km.

A partir do final dos anos 90 até recentemente, o DERT (hoje DER / CE) através do programa denominado CEARÁ II (Convênio Governo do Estado com o BID) construiu rodovias com revestimento ligando as sedes municipais à rede pavimentada. O objetivo foi à implantação de pavimentos econômicos nas rodovias de baixo volume de tráfego (CHAVES *et al.*, 2004).

Alguns projetos geométricos denominados de pavimentos estreitos para estradas rurais com baixo volume de tráfego (até 100 veículos/dia) foram adotados pelo Paraná (DER-PR, 1997) e Pernambuco em ROSSITER *et al.* (1999). Estes se caracterizam por possuírem revestimento em uma única faixa de tráfego de apenas 3,5 metros e acostamentos imprimados com 1,25 metros de largura (plataforma = 6,0m), implantados em regiões planas.

CHAVES (2001), seguindo a filosofia do pavimento estreito, desenvolveu para o DERT (atualmente DER) um manual de projeto para rodovias de baixo custo, mas com modificações para adequar às realidades do Ceará. A plataforma de pavimentação ficou

com 6,40m de largura, com o objetivo de obter-se uma melhor compactação nas bordas ou no caso de necessidade de colocação de algum dispositivo de drenagem.

A pavimentação foi feita com revestimento em TSS (3,50m) ou outro tipo adequado ao baixo tráfego e acostamentos imprimados (2 x 1,45m). Entretanto este tipo de projeto não chegou a ser implantado como concebido por algumas razões, destacando-se a falta de cultura do usuário de respeitar a velocidade reduzida (60km) para este tipo de rodovia o que poderia ocasionar muitos acidentes. E também por serem mais adequadas às regiões planas e com predominância de tangentes, o que limitava as ações de governo.

Modificações foram introduzidas através de sugestões baseadas na experiência acumulada pelos técnicos de empresas projetistas e do DERT (hoje DER/CE) chegando-se a uma seção padrão para rodovias com VMD até 200 veículos / dia. Portanto, foi autorizada elaboração de projetos com plataforma sem acostamento, mas com duas faixas de tráfego (6,0m) e “acostamentos” (2 x 0,50m) como mostra a figura 2.1. Esta plataforma permite, com algumas tolerâncias de geometria (tabela 2.1), utilização em qualquer tipo de topografia (figura 2.2), rampas mais acentuadas, baixo volume de terraplenagem, etc. (CHAVES *et al.*, 2004).

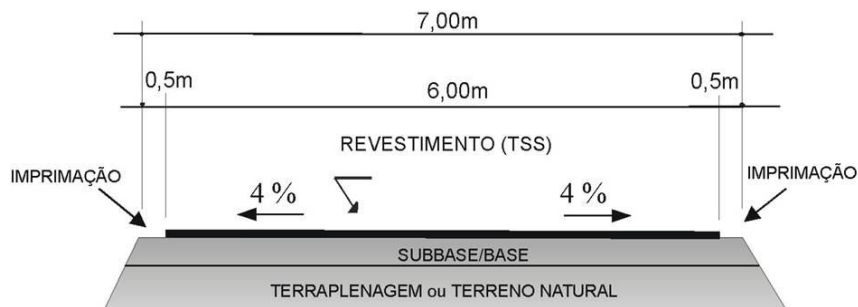


Figura 2.1: Seção tipo do pavimento de uma rodovia de BVT no Ceará (CHAVES e MOTTA, 2005).

Tabela 2.1: Características geométricas gerais das rodovias com BVT no Ceará (CHAVES *et al.*, 2004).

Velocidade diretriz (Km/h)	60
Raio mínimo. Curva horizontal (m)	40
Rampa máxima (%)	09 a 14
Distância mínima de visibilidade (m)	70
Largura plataforma de terraplenagem, max. (m)	7,6
Largura plataforma de pavimentação (m)	6,2 a 7,0
Largura da faixa de rolamento (m) (2x)	3,0
Inclinação transversal. Em tangente (%)	3,0 e 4,0
Superelevação máxima (%)	8,0
Largura acostamento (m) (2x)	0,0 a 0,5



Figura 2.2: Vista geral de trechos com pavimentos econômicos (TSS) no Ceará em regiões com topografias variando de plana até montanhosa.

CHAVES *et al.* (2004) citam que, na falta de metodologia de dimensionamento oficial para pavimentos de baixo custo, a espessura do pavimento foi definida em função da experiência do Órgão com outras estruturas delgadas e que tiveram bom comportamento em serviço. O período de projeto é de 10 anos tendo em vista o baixo volume de tráfego e de carga das rodovias a serem beneficiadas no programa.

MEDINA e MOTTA (1997) fazem uma análise de alguns procedimentos de dimensionamentos de pavimentos de baixo volume de tráfego que existem no exterior e no Brasil, destacando-se: USCE, AASHTO, DNER, NOGAMI & VILLIBOR, PMSP e ROAD NOTE 31. Alguns destes métodos têm como restrição, o fato os estudos terem se desenvolvidos no exterior para condições de clima e solos diferentes no Brasil. Portanto não contemplam as peculiaridades dos materiais alternativos de base que podem ser utilizados nestes tipos de pavimentos, com exceção do trabalho de NOGAMI e VILLIBOR (1995). No entanto este também está restrito basicamente às características dos solos finos lateríticos da região sudeste.

Segundo CHAVES *et al.* (2004) definiu-se que seria colocada uma camada única com 20,0cm de espessura, sobre a terraplenagem. A solução adotada, prioritariamente, para a camada de base do pavimento deverá ser a que utilize maior quantidade de materiais locais “in natura” ou com misturas de materiais industrializados produzidos na região, visando política de geração de emprego e renda.

Nas características geotécnicas dos solos para base foram mantidos os valores de $LL \leq 25\%$ e $IP \leq 6\%$ para os índices físicos. Com relação à resistência deverão apresentar valores de $CBR \geq 40\%$, podendo ser aceito valor até 30% em casos especiais. Deve-se ressaltar que MEDINA e MOTTA (1997) destacam que a mecânica dos pavimentos oferece instrumental analítico para avaliar a possibilidade da utilização, nas camadas dos pavimentos, de materiais alternativos e solos tropicais de maneira geral.

Ainda de acordo com CHAVES *et al.* (2004) o revestimento adotado nestes trechos com pavimentos econômicos foi o tratamento superficial simples com extensão aproximada de 520km, onde cerca de 480km foram construídos através do citado programa. A figura 2.3 mostra uma vista geral de localização dos pavimentos econômicos (TSS), em azul, implantados em regiões com topografias distintas.



Figura 2.3: Mapa mostrando a localização dos trechos com pavimentos econômicos no Estado do Ceará (CHAVES *et al.*, 2004).

2.1.3 Importância das rodovias de baixo volume de tráfego

As rodovias de baixo volume de tráfego, com ou sem revestimento, constituem uma importante parcela da malha rodoviária dos países. Elas têm significativa influência na vida da população que mora e trabalha na área rural e exercem forte influência econômica na região.

LEBO E SCHELLING (2001) citam que as rodovias de baixo volume quando não revestidas apresentam como características principais às interrupções temporárias durante o período das chuvas que ocasiona rápida deterioração da rodovia devido à falta de manutenção. Também são frequentes acidentes envolvendo pessoas, animais ou veículos não motorizados.

Ainda de acordo com LEBO E SCHELLING (2001) acrescenta-se que os usuários são penalizados pelos altos custos operacionais tendo em vista a baixa velocidade desenvolvida pelos veículos. Os elevados custos de conservação e os recursos naturais utilizados também devem ser levados em consideração (COOK e GOURLEY, 2002). BRADBURY (2005) destaca que o meio ambiente (clima) é o principal fator na deterioração das rodovias com baixo volume de tráfego, exceto quando o tráfego é pesado.

Segundo COGHLAN (2005) a melhoria na elaboração dos projetos de construção das rodovias de baixo volume é dificultada pela imprevisibilidade do tráfego pesado que por elas vai circular no futuro. A pouca disponibilidade de recursos, bem como, a escassez de dados a respeito dos custos e desempenho dos seus pavimentos, normalmente, são indisponíveis.

A relevância dessas rodovias para o alcance aos serviços sociais básicos pode ser ilustrada pelas afirmações de LEBO e SCHELLING (2001) de que no Nepal, onde a porcentagem de áreas isoladas é de 70%, o percentual de pessoas abaixo da linha de pobreza é de 42%.

De acordo com WOREL (2003), WOREL e CLYNE (2007), WOREL *et al.* (2008) e JOHNSON *et al.* (2009) o Minnesota Department of Transportation (Mn/DOT)

em parceria com *Minnesota Local Road Research Board* (LRRB) implantaram um importante Projeto de Pesquisa de Estradas denominado MnROAD. A primeira fase da pesquisa iniciada em 1994 teve um custo de implantação da ordem de \$25 milhões financiados com recurso do estado e federal, concluída em 2006.

Posteriormente foi continuada a pesquisa numa segunda etapa denominada de MnROAD Fase II, o desenvolvimento do projeto ocorreu no período de 2007 e 2008. Nesta segunda fase do projeto foram investidos \$10,9 milhões de dólares, para cobrir as despesas com reconstrução, investigação, instrumentação e gerenciamento do projeto. Além do Mn/DOT, outros DOTs de 17 estados americanos (Califórnia, Texas, Nova York, Missouri, Ohio, etc), *Federal Highways Administration* (FHWA), LRRB e empresas participaram do financiamento desta fase do projeto, ilustrado na figura 2.4.

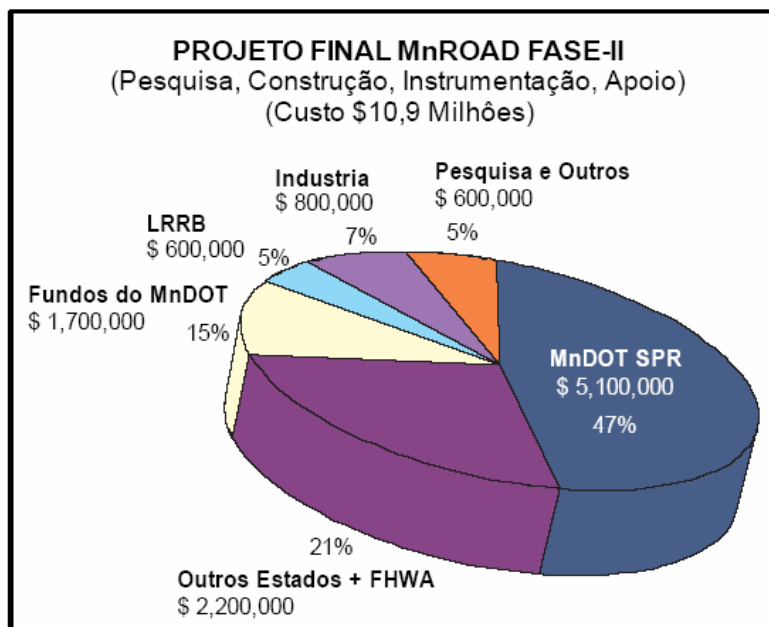


Figura 2.4: Ilustração dos custos do MnROAD Fase II divididos entre os parceiros do projeto (JOHNSON *et al.*, 2009).

A infra-estrutura do MnROAD está localizada a cerca de 64km a noroeste de Minneapolis/St Paul, ilustrada pela figura 2.5. A construção das pistas ocorreu entre 92 e 93 e a abertura ao tráfego em 94, com projetos para 5 e 10 anos. Na segunda fase foram reconstruídas 24 células dentre elas 18 na linha principal e 08 células para pesquisa de baixo volume de tráfego. Destaca-se a importância que esta classe de rodovia representa para os estados americanos.



Figura 2.5: Vista geral da infra-estrutura do Projeto de Pesquisa de Estradas - MnROAD (WOREL *et al.*, 2008).

WOREL e CLYNE (2007) comentam que o primeiro segmento, denominado de linha principal do MnROAD, foi construído com extensão aproximada de 5,6km com duas faixas de tráfego no mesmo sentido. Um total de 23 células foi construído: 14 de mistura asfáltica a quente (HMA) e 9 células com revestimento em concreto de cimento Portland (PCC). Células para pesquisa SUPERPAVE e whitetopping foram acrescentadas em 1997 e 2004. A via principal MnROAD foi projetada para uma vida útil de 5 anos e concluída em 1992 e para 10 anos foram implantadas em 1993. Na segunda fase foram reconstruídas 24 células.

Sobre a rodovia principal MnROAD, em teste, foi utilizado o tráfego desviado da rodovia interestadual I-94. JOHNSON *et al.* (2009), destacam que o volume de tráfego cresceu consideravelmente desde a implantação do segmento com estimativa de 14.000 veículos/dia, em 1994, para mais de 28.000 veículos/dia, em 2008, com tráfego pesado de 13% caminhões. Atividades de manutenção também foram realizadas periodicamente para investigar, por exemplo, a eficácia da selagem de trincas e do microrrevestimento.

JOHNSON *et al.* (2009), relatam que o projeto MnROAD implantou junto à via principal um circuito fechado (figura 2.6) com extensão aproximada de 4,0km para pesquisar o comportamento do pavimento de baixo volume (LVR) de tráfego. Este circuito possui dois segmentos distintos de pista contendo 20 células com revestimentos flexíveis (11) e rígidos (09). Cada célula teste tem extensão aproximada de 150 metros. Na segunda fase do MnROAD foram reconstruídas 24 células dentre elas 08 células

para pesquisa com baixo volume de tráfego. Subleito, base, tratamentos superficiais, estrutura e métodos de drenagem variaram de célula para célula.

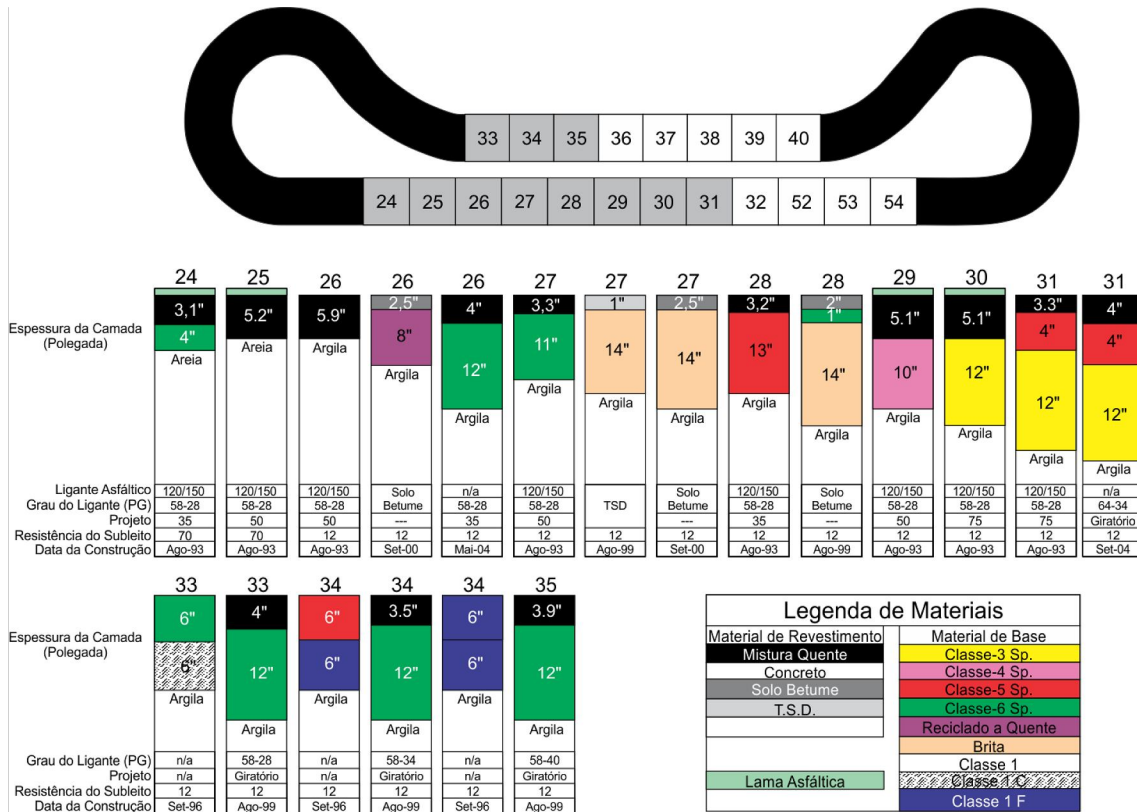


Figura 2.6: Circuito fechado com as respectivas seções transversais das células pesquisadas (WOREL e CLYNE, 2007).

De acordo com WOREL e CLYNE (2007) um dos objetivos principais da pesquisa foi avaliar o dano causado aos pavimentos flexíveis e rígidos sob diferentes configurações de carregamento. O tráfego de baixo volume foi restrito a operação de um semi-reboque com 05 eixos (18 rodas) com duas configurações de carga diferentes. Na primeira, o veículo tem peso por eixo de 80.000 lbs (carga legal), sendo aplicada na pista interna durante quatro dias da semana. A segunda, com carga correspondente a peso de 102.000 lbs aplicada na faixa externa um dia na semana.

As faixas de pista de 80.000 lbs e 102.000 lbs receberam aproximadamente o mesmo número de passagens do eixo simples padrão (ESP) ao longo do tempo embora a pista com carregamento de 80.000 lbs tenha recebido quatro vezes o número de passadas. O número de passagens do ESP de cada caminhão é calculado de acordo com

o procedimento do Guia de Projeto da AASHTO (1993). Embora cada célula no MnROAD receba passagens do eixo padrão ligeiramente diferente em cada caminhão, em termos práticos, os números podem ser considerados os mesmos. O número de passadas do eixo padrão para o baixo volume de tráfego é determinado por número de voltas (em média 80) para cada dia. A Tabela 2.2 apresenta o número de voltas e de passagem do eixo padrão anual aplicado nas células para pesquisa de baixo volume de tráfego (BVT), considerando apenas as células (24-31) com revestimento asfáltico.

Tabela 2.2: Número total de voltas e de passagens do eixo simples padrão em pesquisa de rodovias de BVT com revestimento asfáltico (WOREL e CLYNE, 2007).

Ano	Mistura Asfáltica a Quente – Células 24-31			
	Pista - 80.000 lbs		Pista - 102.000 lbs	
	Número Total de Voltas	Total de Passagens do ESP	Número Total de Voltas	Total de Passagens do ESP
1994	3.245	7.412	889	6.760
1995	10.979	25.059	3.830	28.962
1996	19.577	44.680	6.406	48.496
1997	26.451	60.379	8.578	64.981
1998	36.384	83.074	11.046	83.713
1999	41.070	93.781	12.861	97.487
2000	50.014	114.173	15.326	116.188
2001	57.668	131.594	17.416	132.052
2002	67.490	153.912	19.147	145.141
2003	73.023	166.482	21.034	159.466
2004	76.970	175.433	22.286	168.969
2005	82.806	188.676	24.368	184.749

O número total de eixo padrão aplicado em cada pista foi o mesmo, entretanto o maior número de repetições com o nível de carga dentro do limite (80.000 lbs) produziu mais dano ao pavimento do que um menor número de repetições com carga (102.000 lbs) acima da carga padrão. Os segmentos testes foram afetados pela deterioração de modos diferentes. Trincas de baixa temperatura e irregularidade nos pavimentos com revestimento asfáltico foram mais afetados pelas condições ambientais do que pelas cargas do tráfego e houve pouca diferença no comportamento entre as duas pistas. Entretanto os defeitos como afundamento de trilha de roda e trincas de fadiga foram mais severos na faixa com maior número de repetições com carga padrão do que na pista com carregamento acima da carga padrão (WOREL e CLYNE, 2007).

O trincamento por fadiga apresentado nas células de teste (24-31) com revestimento em mistura asfáltica a quente também mostra diferenças marcantes entre as pistas 80.000 lbs e 102.000 lbs. A célula 29 deve ser analisada com cautela, pois provavelmente ocorreu problema na mistura nos primeiros 30 metros da pista de 102.000 lbs. As demais seções apresentaram um trincamento por fadiga significativamente maior (cerca de 50%) na pista de 80.000 lbs do que na pista de 102.000 lbs. A tabela 2.3 apresenta a área trincada por fadiga nas células monitoradas na pesquisa MnROAD destacando a inconsistência na célula 29.

Tabela 2.3: Área trincada por fadiga células 24-31 (WOREL e CLYNE, 2007).

Célula	Ano	Trinca por Fadiga – Área (ft ²)	
		Pista – 80.000 lbs	Pista – 120.000 lbs
24	2004	0	0
25	2004	0	0
26	2000	34	12
27	1999	272	176
28	1999	534	371
29	2004	133	337*
30	2004	47	24
31	2003	355	219

WOREL e CLYNE (2007) destacam que todos os segmentos com revestimento em mistura asfáltica a quente tiveram comportamentos semelhantes ao longo do tempo com relação ao afundamento de trilha de roda. A título de ilustração tomando-se, como exemplo, os dados da célula 31, a figura 2.7 apresenta o aumento no afundamento de trilha de roda relacionado com o número de passagens da carga. Pode-se observar que até cerca de 15.000 repetições os valores médios dos afundamentos de trilha de roda são os mesmos para as pistas. Mesmo que as cargas tenham sido diferentes entre faixas monitoradas, a mais pesada, com 102.000 lbs (102K), não produziu em média mais afundamento do que a mais leve com 80.000 lbs (80K) no mesmo número de repetições do eixo simples padrão.

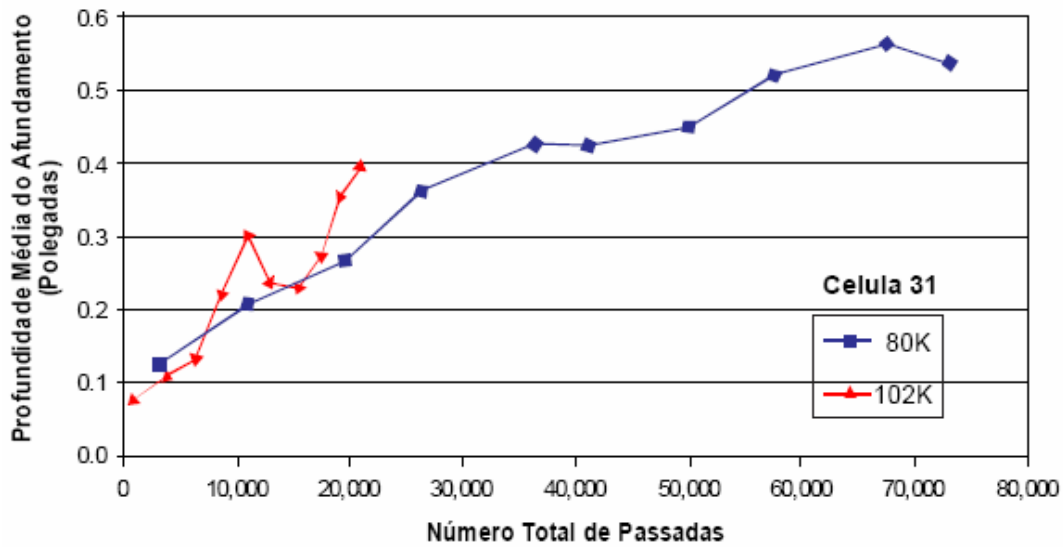


Figura 2.7: Célula 31 com afundamento de trilha de roda relacionado com o número de passadas das cargas (WOREL e CLYNE, 2007).

Na figura 2.8 é apresentado um gráfico onde se mostra o desempenho do pavimento em termos de afundamento de trilha de roda com aplicações do eixo simples padrão. Apesar de cada pista ter recebido cerca de 160.000 passadas do eixo simples padrão (ESP) o desempenho do pavimento com relação ao afundamento de trilha de roda é significativamente diferente. A pista com maior número de passadas com 80.000 lbs (80K) apresentou maiores valores de afundamento de trilha de roda do que a pista com menor número de passadas com carga de 102.000 lbs (102K).

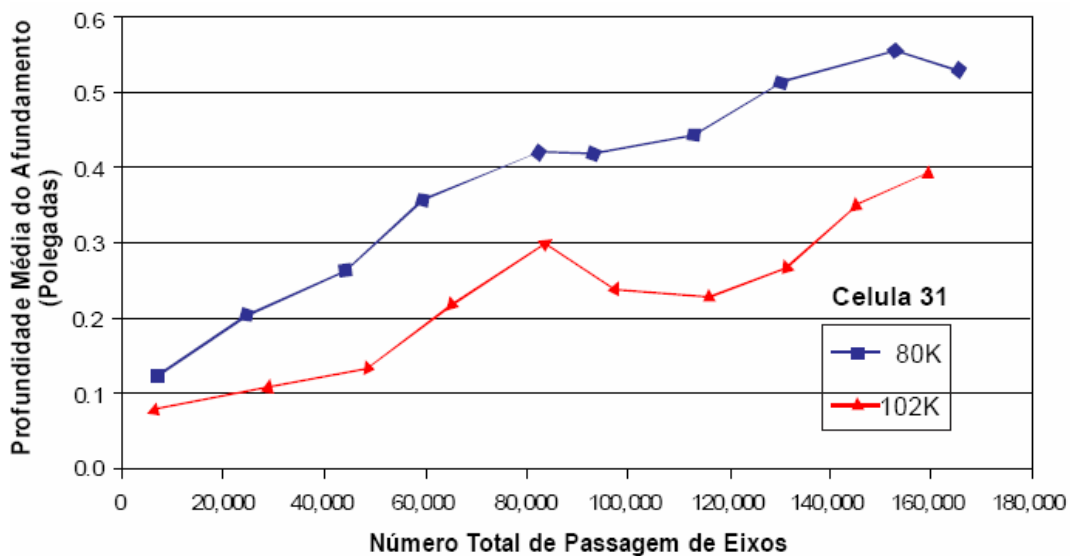


Figura 2.8: Célula 31 com afundamento de trilha de roda relacionado com o número total de passagens do eixo padrão (WOREL e CLYNE, 2007).

WOREL e CLYNE (2007) destacam ainda que a pista submetida ao carregamento menor, mas com frequência de passagem do eixo padrão maior, apresentou-se mais danificada (painéis, trilha de roda) e com maior área trincada por fadiga do que a pista com menos passagens do veículo com excesso de carga. Portanto os autores concluem que o conceito do número de passagens do eixo padrão pode não ser apropriado para previsão de danos no pavimento nos procedimentos de dimensionamento mecânico - empírico.

GIVENS (2003) comenta a existência, no estado da Virgínia, de legislação própria para programa de rodovias rurais de baixo volume de tráfego. Conforme legislação, a estrada rural deve ter volume de tráfego médio de no máximo 500 veículos/dia e localizada em área de baixo desenvolvimento e limite de velocidade coerente com a topografia e características da estrada. Este programa buscou pavimentar estradas não pavimentadas seguindo sempre que possível o alinhamento existente, sem comprometer a segurança do usuário. Essa abordagem visa preservar a beleza natural e o caráter da área beneficiada.

IVARSSON e CALVO (2002) informam que a malha rodoviária sueca têm extensão aproximada de 419.000km. O *Swedish National Road Administration* (SNRA) gerencia um quarto da rede (98.000km) e os municípios cerca de 10% (38.000km). Os dois terços restantes (283.000km) das rodovias são mantidos por empresas privadas. O SNRA é responsável por 70 % do tráfego, os municípios por 26% e privadas os restantes 4%.

As estradas privadas constituem rede de baixo volume, algumas atendem a áreas de casa de veraneio e cerca de 50% são estradas florestais. Cerca de um terço das estradas particulares transportam mais de 100 veículos por dia, inclusive algumas podem atingir até 1.000 veículos/dia. Os 50% da malha rodoviária que é gerenciada pelo setor privado recebem subsídios do estado.

O SNRA decide se uma estrada deve ficar sob responsabilidade do governo ou privado. O que constitui uma estrada particular não é definido com precisão por lei, mas segundo regulamentação, que muda de tempos em tempos. Entretanto existe indefinição no que diz respeito à classificação do tipo de estrada. Caso os proprietários de estrada

particular discordem da decisão do SNRA sobre a classificação podem entrar com recurso judicial.

Segundo consta em IVARSSON e CALVO (2002) decisões judiciais consideram que uma rodovia é de responsabilidade do governo quando ocorre principalmente:

- tráfego superior a 100 veículos / dia;
- tráfego gerado no local excede 130 veículos / dia;
- mais de 200 pessoas vivem ao longo da via.

Uma estrada será considerada privada quando atende aos seguintes parâmetros:

- uma nova estrada foi construída para substituir a antiga, mas esta ainda continua servindo às pessoas ao longo dela;
- quando uma instituição de serviço público atendida pela rodovia é fechada;
- quando o tráfego diário é inferior a 50 veículos/dia e o gerado pela área é menor do que 70 veículos/dia;
- o número de moradores ao longo da rodovia é inferior a 40 pessoas.

De acordo com PARANTAINEN e MERILÄINEN (2003) a rede de rodovias nas áreas rurais da Finlândia é composta por vias públicas de propriedade estatal e estradas privadas (baixo volume estradas). O comprimento da rede rodoviária pública é de cerca de 350.000km. Aproximadamente 70% desta malha está localizada nas áreas da menor densidade demográfica. A rede rodoviária privada é de 280.000km (174.000 milhas) complementados com as estradas públicas nas zonas rurais. Cerca de um terço da rede privada é utilizado diariamente e fornece acesso permanente a residências ou como importante estrada de conexão.

PARANTAINEN e MERILÄINEN (2003) destacam uma situação que pode estar ocorrendo em vários países do mundo que é o êxodo rural na Finlândia. A população total cresceu de 5,0 para 5,2 milhões durante o período de 1990 a 2001. Entretanto, a sua população na área rural diminuiu durante a década de 1990 com exceção das regiões próximas dos grandes centros. Como exemplo pode-se citar que somente no ano 2.000 nas áreas leste, norte e central da Finlândia houve uma redução da população em aproximadamente 20.000 pessoas em 65 regiões. A migração teve

início no final da década de 80 em três tipos de fluxos (figura 2.9) em diferentes níveis espaciais, como podem ser distinguidos:

- Nacional - fluxo migratório com direção das áreas rurais para os grandes centros.
- Regional - fluxo migratório das pequenas cidades e distritos para os centros regionais.
- Local - fluxo migratório direcionado de pequenas cidades e áreas rurais para cidades e centros de grandes populações.

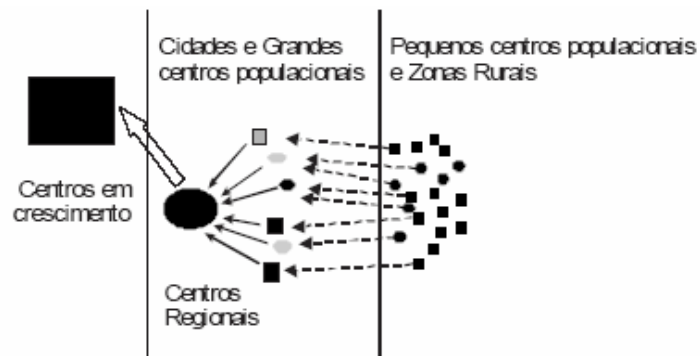


Figura 2.9: Fluxo de migração nacional na Finlândia (PARANTAINEN e MERILÄINEN, 2003).

A *Southern African Development Community* – SADC, atua na região sul do continente africano, composta por 14 países (Angola, Botsuana, República Democrática do Congo, Lesoto, Malauí, Maurício, Moçambique, Namíbia, Seychelles, África do Sul, Suazilândia, Tanzânia, Zâmbia, Zimbábue). Esta região possui uma área com cerca de 10 milhões de quilômetros quadrados e uma população de aproximadamente 200 milhões de pessoas em 2002, onde cerca de 80% vive na zona rural (SADC, 2003).

Segundo PINARD (2006) a região do SADC tem malha rodoviária próxima de um milhão de quilômetros de extensão. Pouco mais da metade do total da rede da região está na África do Sul, aproximadamente 50% são rurais e mais de 75% das rodovias principais e rurais não são pavimentadas. Cerca de 40% das rodovias não pavimentadas encontra-se em boas condições, no entanto a maior parte das rodovias rurais de BVT está em péssimas condições. A figura 2.10 mostra a distribuição das rodovias pavimentadas e não pavimentadas do SADC.

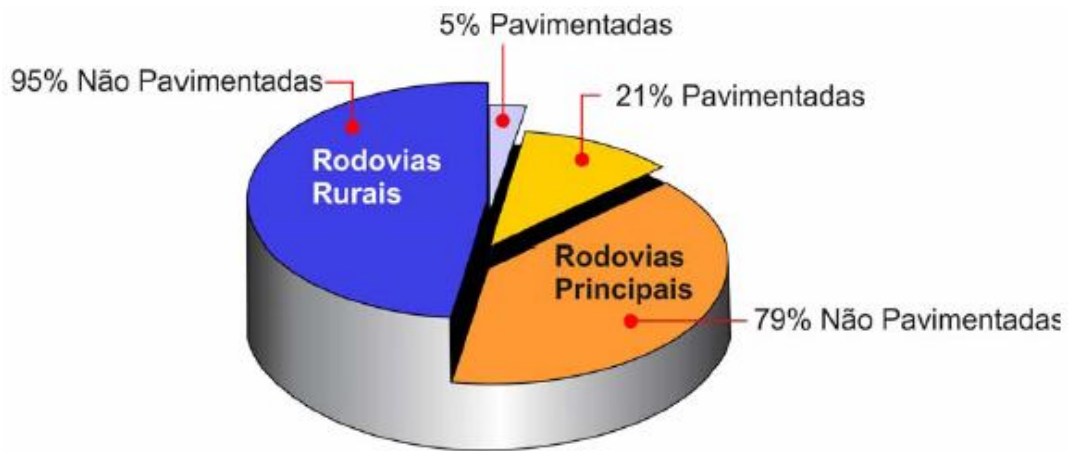


Figura 2.10: Gráfico mostrando as percentagens das rodovias pavimentadas e não pavimentadas da SADC (PINARD, 2006).

As rodovias de BVT possuem variadas funções sendo de grande importância econômica e social para a população. Servem para dar mobilidade ao transporte da rede rodoviária principal para o mercado local. Na África (SADC, 2003) servem como ligação entre os campos agrícolas e o mercado dos grandes centros, como ilustra a figura 2.11.

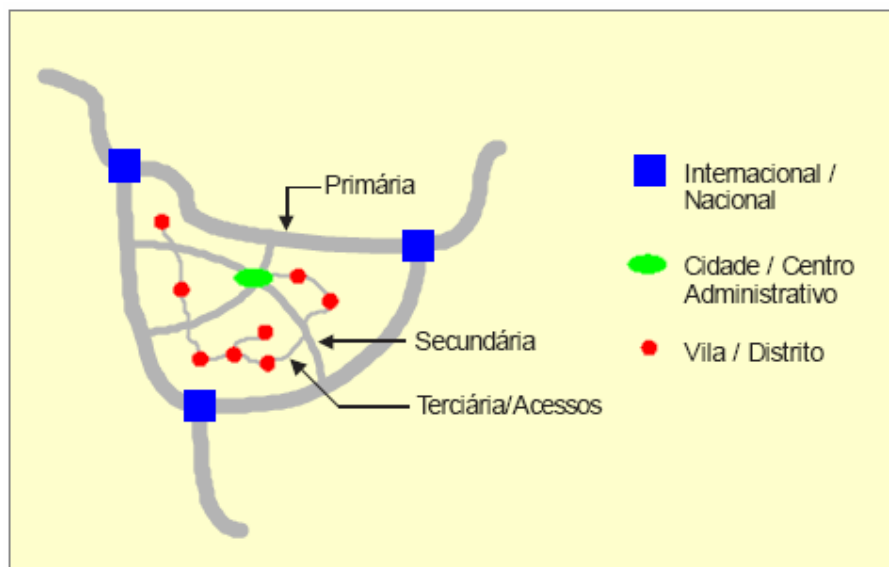


Figura 2.11: Hierarquia das rodovias e suas funções (SADC, 2003).

MADZIKIGWA (2003) cita que no princípio da década de 80, em Botsuana, o governo estabeleceu programa de combate à seca através da construção de estradas de

baixo volume de tráfego com padrões de engenharia simples. Nesses projetos eram indicados materiais explorados manualmente, em ocorrências próximas, transportadas por carroças e carrinhos de mão. A compactação do material foi feita à mão, daí as estradas apresentarem problemas durante a estação chuvosa. Segundo levantamentos de 2001-2002 a rede rodoviária em cascalho e areia era cerca de 36% da malha total de Botsuana. Estas estradas transportam tráfego nacional e são importantes por dar acesso a áreas rurais, onde vive a maior parte da população.

Na região do SADC, as estradas são classificadas como: primária, secundária e terciária (acessos). A maioria das estradas rurais e significativa quantidade de estradas principais, na região do sul da África, são sem revestimentos e pouco tráfego. Estas rodovias de baixo-volume são importantes por terem:

- significativo impacto no meio de vida da maioria dos países da região, que vive e trabalha em áreas rurais onde os níveis de pobreza são geralmente muito elevados;
- importância para manter o crescimento e desenvolvimento socioeconômico da região sendo estas as componentes chaves para atingir os programas de atendimento do governo para futuras estratégias de redução da pobreza;
- as precárias condições destas rodovias podem ser fortemente atribuídas à forma que têm sido costumeiramente mantidas, funcionando como freio no desenvolvimento econômico, impedindo os esforços de alívio da pobreza;
- muitas destas estradas estão sendo melhoradas com um revestimento padrão seguindo estratégias cujo objetivo é de reduzir o nível de pobreza perseguindo metas claras de desenvolvimento e crescimento socioeconômico da região.





No Zimbábue pouco mais de 70% da rede rodoviária é secundária ou alimentadora e sem revestimento asfáltico. Portanto existe extensão considerável a ser pavimentada visando melhorar o bem-estar das comunidades rurais, caso sejam encontradas formas de pavimentar a custo mais reduzido em relação às rodovias tradicionais (GOURLEY *et al.*, 1998). O Departamento de Estradas no Zimbábue nos últimos anos tem desenvolvido programas de investigação especificamente destinada a tratar das necessidades da rede de estradas secundárias e alimentadoras.

Na Nova Zelândia, o objetivo da classificação hierárquica das rodovias é garantir gerenciamento e projetos de engenharia adequados, normas de construção e práticas de manutenção baseadas na importância regional (HENNING *et al.*, 2008). Também permite utilização mais eficiente dos escassos recursos para rodovias que mais necessitam e que apresentam maior retorno em escoamento de produção.

Estes autores sugerem que um sistema de hierarquia para rodovias deve ser baseado nos seguintes princípios:

- o sistema de classificação deve ter ligação e ser coerente com outras estradas adjacentes e ser de acordo padrões do governo municipal;
- o sistema de classificação precisa ser baseado na funcionalidade. O volume de tráfego e o tipo de veículo não devem afetar a classificação da estrada;
- a largura da estrada ou se é revestida, não são, necessariamente, critérios que influenciam a classificação;
- estradas para fins especiais, tais como para pedreira, extração de madeira ou estradas turísticas, devem ser construídas de acordo com a classificação existente, em vez de estabelecer uma classificação particular;
- para rede rodoviária municipal, pode ser usada até quatro categorias funcionais de rodovias rurais, apresentada na tabela 2.4.

Tabela 2.4: Proposta de classificação de rodovia em área rural na Nova Zelândia (HENNING *et al* , 2008).

Classe de Rodovia	Tipo de Classe	Descrição da função	Breve Descrição	Fotografias Ilustrativas (Rodovias não revestidas)
A	Rodovia Arterial Local	Principal ligação dos centros das cidades e dos municípios para o conjunto da rede rodoviária principal do estado ou sistema de rodovias estaduais.	Dois faixas com dois sentidos, principalmente nas rodovias revestidas.	
B	Rodovia Coletora	Coleta e distribui o tráfego funcionando como um alimentador das rodovias locais arterial.	Dois sentidos em rodovias revestidas e não revestidas.	
C	Rodovia de Acesso	Permite acesso direto às propriedades, áreas de lazer e indústrias, em áreas urbanas e zonas rurais.	Dois sentidos e duas mãos em rodovias com revestimento e não revestidas	
D	Rodovia de Acesso Restrito	Permite principalmente acesso limitado a veículos motorizados de quatro rodas. Na Nova Zelândia estas são muitas vezes consideradas como parte da rede rodoviária local.	Dois sentidos, pista de faixa única acesso com imposição de restrições.	

BULLEN (2003) comenta que as rodovias de baixo volume de tráfego e baixo custo continuam sendo parte essencial da infra-estrutura rodoviária da Austrália por causa da necessidade de interligar áreas longínquas do país. Entretanto devido aos altos custos de manutenção e da necessidade de manter a infra-estrutura dos pavimentos em boas condições, é necessário otimizar os recursos disponíveis. O desenvolvimento de novas especificações para materiais locais deve aumentar consideravelmente a quantidade de serviços que podem ser realizadas com os recursos disponíveis.

Novas especificações foram desenvolvidas pelos departamentos rodoviários estaduais (SRAs) da Austrália e baseiam-se na experiência local na seleção, procedimentos de ensaios, tráfego, condições climáticas, entre outros. Como resultado dos trabalhos de investigação, essas especificações permitem aos engenheiros rodoviários construir pavimentos com praticamente qualquer material disponível.

GOURLEY *et al.* (2002) comentam que governos de países da Ásia e agências internacionais estão igualmente empenhados na redução da pobreza, que ocorre principalmente nas áreas rurais destes países. Melhorar a infra-estrutura rural de transportes é componente essencial desta estratégia. Entretanto, sem política de manutenção adequada podem ter impacto sócio-econômico negativo sobre os meios de subsistência das comunidades locais e na economia como um todo. A malha se deteriora rapidamente e com os recursos limitados para manutenção o nível de qualidade fica comprometido reduzindo fortemente o desenvolvimento das comunidades rurais. Para a manutenção num nível de acesso adequado, por todo o ano, as rodovias dependerão de alguns parâmetros:

- as características do solo “in-situ” (tipo e resistência);
- topografia e drenagem da área;
- precipitação pluviométrica;
- tipos e carregamento do tráfego na época mais crítica, geralmente coincidem com a época de chuvas;
- variedade de modalidades para a manutenção.

Ainda segundo GOURLEY *et al.* (2002) durante muitos anos cascalho natural de laterita foi utilizado como principal revestimento de superfície dos acessos rodoviários para as comunidades rurais. Pesquisa recente confirma problemas específicos do cascalho laterítico na pavimentação na região Ásia, como comentado a seguir.

O relatório é baseado nos resultados de pesquisa dos programas de investigação financiados pelo Ministério Britânico para o Desenvolvimento Internacional (DFID), com cooperação dos governos do Camboja e do Vietnã, e outras pesquisas sobre uso de cascalho laterítico e projetos de revestimento de baixo custo.

O cascalho natural é o revestimento normalmente utilizado como solução de baixo custo para muitas zonas rurais de acesso a regiões mais desenvolvidas e economias emergentes. Este material apresenta qualidade intermediária entre a engenharia rodoviária básica e a de custo mais elevado, geralmente pavimentação com revestimentos betuminosos (GOURLEY *et al.*, 2002).

CABANA *et al.* (1999) citam que na maioria dos países latino americanos, um programa para melhorar e pavimentar as estradas de terra que possuem baixo volume de tráfego (entre 50 e 200 veículos/dia) é economicamente viável. Consideram que o investimento rende taxa interna de retorno aceitável, geralmente mais que 12%, tendo em vista a redução nos custos operacionais e o investimento de capital inicial substancialmente baixo, em torno de US\$100,000/km.

Para manter projeto viável economicamente é necessário reduzir o volume de terraplenagem e o sistema de drenagem a padrões mínimos, e também projetar uma estrutura de pavimento compatível, construindo estrada de boa qualidade e de mais baixo custo possível. Assim, o projeto de pavimentos de baixo custo em geral implica no uso de materiais locais e possivelmente materiais de base fora das especificações e revestimento em tratamento superficial.

LOPEZ (2003) dizem que, na Costa Rica, as necessidades da população em educação e saúde são consideradas como direitos fundamentais. Tendo em vista que não podem ser fornecidos também em áreas rurais que não possuam infra-estrutura rodoviária, pode-se concluir que as rodovias de acesso passam também a ser uma necessidade básica. A expansão do sistema viário ocorreu durante as décadas de 60 e 70, sendo considerada fundamental para o desenvolvimento econômico e forma de fomentar a igualdade de oportunidades para as pessoas que vivem nas zonas rurais.

O sistema rodoviário da Costa Rica possui extensão de 7.350km. Deste total 4.470km são de estradas pavimentadas com revestimento asfáltico e 2.880km revestidos com cascalho. Esse sistema é dividido em três categorias: primário, secundário e terciário. A classificação ocorre em função da importância estratégica: acesso aos portos, ligações entre cidades e capitais das províncias, ligações com fronteiras da Costa

Rica e volume médio diário de tráfego. Deve-se destacar que as rodovias terciárias são revestidas principalmente de cascalho e são de baixo volume de tráfego.

Por outro lado, o sistema rodoviário municipal no mesmo país, tem extensão de cerca de 28.200km e é formado por estradas e ruas locais gerenciados por 81 governos municipais. Este sistema cresce continuamente devido ao desenvolvimento econômico, ocasionando o surgimento de novas áreas produtoras e residenciais em todos os municípios. Exceto para as ruas urbanas e as principais estradas municipais, a maior parte do sistema é composto por rodovias de baixo volume com uma média diária de tráfego menor do que 500 veículos. Entretanto esta malha viária não se apresenta em boas condições devido ao baixo orçamento dos governos locais e pela falta de técnicos especializados em planejamento, construção, manutenção e gestão (LOPEZ, 2003).

No Brasil, de acordo com DNIT (2009), a rede rodoviária pavimentada e não pavimentada no ano de 2009, encontrava-se com uma extensão aproximada de 1.560.000 km de rodovias federais, estaduais e municipais, discriminadas na tabela 2.5.

Tabela 2.5: Extensão aproximada da rede rodoviária brasileira (DNIT, 2009).

NÍVEL	PAVIMENTADA	NÃO PAVIMENTADA	TOTAL (km)
Federal	61.919,70	13.774,70	75.694,40
Estadual	111.374,80	111.473,30	222.848,10
Municipal	27.341,70	1.236.127,80	1.263.469,50
TOTAL (km)	200.636,20	1.361.375,80	1.562.012,00

Também no Brasil a percentagem é de cerca de 90% de rodovias não pavimentadas, na sua quase totalidade dentro da rede municipal. Por não existir adequada política de manutenção para estas rodovias, aliadas a ausência de recursos de quase todos os Municípios para dar condições satisfatórias de tráfego, principalmente no período das chuvas. BERNUCCI (1997) cita que no Estado de São Paulo 87% da malha rodoviária, que correspondia a cerca de 170 mil quilômetros, estavam enquadradas na categoria de rodovias com baixo volume de tráfego.

No Estado do Ceará a percentagem de rodovias não pavimentadas é de aproximadamente 84% da malha total (tabela 2.6). Pode-se acrescentar que a quase totalidade das rodovias não pavimentadas municipais tem baixo volume de tráfego.

Tabela 2.6: Extensão da malha rodoviária do Estado do Ceará (DERT, 2006).

NÍVEL	PAVIMENTADA	NÃO PAVIMENTADA	TOTAL (km)
Federal	2.152,5	348,8	2.501,3
Estadual	5.767,6	4.890,3	10.657,9
Municipal	373,1	38.179,5	38.552,6
TOTAL (km)	8.292,9	43.418,6	51.711,8

Considerando apenas a malha rodoviária gerenciada pelo DER - CE as rodovias não pavimentadas representam em torno de 46% de rodovias de BVT. Entretanto adicionando-se as extensões das que possuem revestimento, mas com VMD inferior a 200 veículos/dia essa percentagem é maior. Analisando-se a malha estadual do Ceará, por se dispor de contagem volumétrica e classificatória (DERT, 2004), acrescenta-se 1.380,4 km de extensão o que aumenta para aproximadamente 59% o percentual.

Vale destacar que essa percentagem é ainda maior tendo em vista que existem trechos com revestimentos que não foram incluídos no projeto de contagem. As extensões de cada revestimento de BVT encontram-se discriminadas na tabela 2.7.

Tabela 2.7: Extensões em rodovias de BVT com revestimentos no Ceará (DERT, 2006).

TSD	AAUQ	TSS	AAUF	POL	TCP	Extensão Total
238,6 km	135,8 km	528 km	334 km	134 km	10 km	1.380,4 km

Os trechos revestidos com tratamentos simples, areia asfalto usinada a frio e revestimento poliédrico, possuem baixo volume de tráfego. Deve-se ressaltar que alguns trechos com revestimento em mistura asfáltica a quente (AAUQ) e também em tratamento superficial duplo apresentam tráfego baixo. Na malha rodoviária estadual do Ceará o concreto asfáltico não é usado em rodovias de baixo volume de tráfego.

A tabela 2.8 apresenta os principais tipos de revestimentos da malha rodoviária sob jurisdição do Estado com suas respectivas extensões. A figura 2.12 mostra gráfico das percentagens por tipo de revestimento da malha rodoviária do Ceará (DERT, 2006).

Tabela 2.8: Extensões por revestimento com as respectivas percentagens (DERT, 2006).

Revestimentos	CBUQ	AAUQ	AAUF	TSD	TSS	Outros	Total
Extensões (km)	518,8	1.090,7	344,1	3.124,1	526,6	163,3	5.767,6

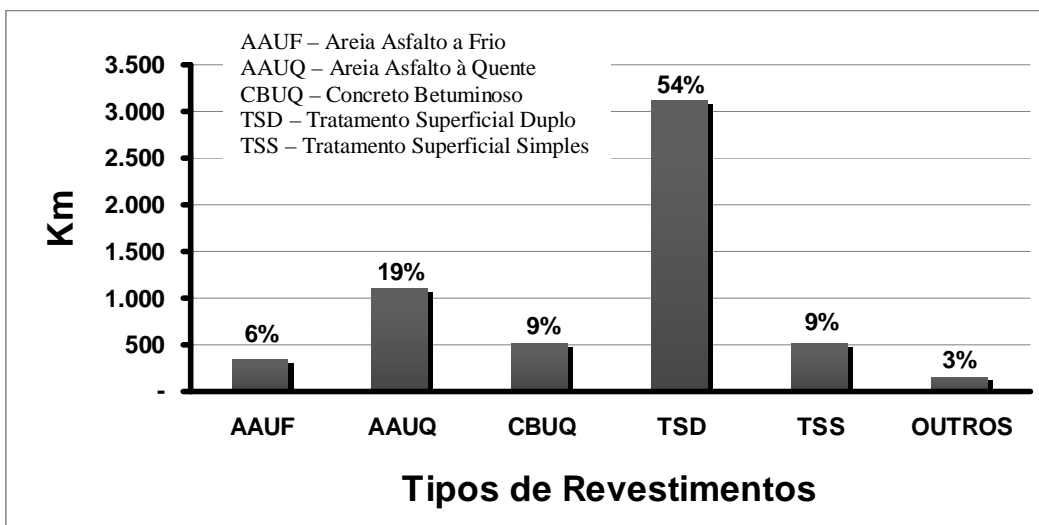


Figura 2.12: Gráfico das percentagens por tipo de revestimento da malha rodoviária do Ceará (DERT, 2006).

2.2 Revestimentos Utilizados em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego

2.2.1 Considerações gerais

A implantação de uma rodovia de baixo volume de tráfego (RBVT) está inicialmente ligada à necessidade de escoamento da produção agrícola da região, bem como pelo fator social para o acesso da população à escola, hospital e lazer nos centros mais evoluídos. Entretanto, de maneira geral, elas surgem a partir de trilhas definidas muitas vezes por animais no transporte de cargas. Com o tempo vão sendo alargadas para passagem de carroças, tratores e pequenos veículos automotores e assumem uma geometria geralmente bastante sinuosa e com rampas elevadas acompanhando a topografia do terreno.

As estradas de terra, rurais, em leito natural, etc., é a forma primária que dá origem às rodovias de baixo volume de tráfego pavimentadas.

Segundo BAESSO e GONÇALVES (2003) essas rodovias surgem para atender basicamente a estrutura fundiária aproveitando as facilidades topográficas do terreno. Dessa maneira, por vezes apresenta traçado por áreas cujos solos apresentam baixo suporte. Noutros casos podem favorecer o desenvolvimento de processos erosivos prejudiciais à plataforma de rolamento da via e às áreas lindeiras como um todo.

De forma geral, elas assumem denominações distintas dependendo do país ou mesmo dentro de uma mesma nação como é o caso do Brasil. Apesar de diferenças regionais como clima, precipitação e tipos de solos elas se assemelham na geometria e problemas que estão diretamente relacionadas à topografia da região, qualquer que seja o país ou região como ilustram as figuras 2.13, 2.14 e 2.15.



Figura 2.13: Estradas em leito natural na região do sul da África (SADC, 2003).



Figura 2.14: Estradas em leito natural na região sul do Brasil (BAESSO e GONÇALVES, 2003).



Figura 2.15: Estradas em leito natural no Ceará, nordeste do Brasil (fotos do autor).

Durante aproximadamente os últimos 20 anos o DFID (Department For International Development) e outros organismos de financiamento de pesquisa têm apoiado as investigações sobre diversos aspectos das rodovias de baixo volume de tráfego. O objetivo é reduzir custos e aumentar a eficácia da prestação de serviço para as zonas rurais e comunidades semi-urbanas.

Grande parte destas investigações tem sido bem sucedida, resultando em técnicas inovadoras e não convencionais. Abordagens que podem ser consideradas

benéficas e de custo eficaz para soluções de baixo volume nos municípios, por exemplo, a utilização de algumas alternativas de revestimento rodoviário (DFID/TRL, 2003).

A realidade é que, na prática rodoviária da maioria dos países, as estradas de terra não têm nenhum tipo de infra-estrutura implantada e a manutenção realizada limita-se ao serviço de “patrolagem” no leito da via, ilustrados nas figuras 2.16, 2.17 e 2.18. Às vezes há adição de material ou operação de re-conformação da superfície da rodovia para remoção das deformações permanentes (corrugação, deformações e sulcos acentuados nas trilhas de roda).



Figura 2.16: Manutenção periódica com serviço de patrolagem em estradas de terra da Nova Zelândia (Henning *et al*, 2008).



Figura 2.17: Serviço de patrolagem em estrada de terra em Santa Catarina (BAESSO e GONÇALVES, 2003).



Figura 2.18: Serviço de patrolagem em estrada de terra no Ceará (Foto do autor).

Levando-se em consideração apenas a malha rodoviária estadual sob a gerência do DER / CE, as rodovias em leito natural representam 29% da extensão total. As rodovias com revestimento asfáltico atingem pouco mais de 54% e as não pavimentadas implantadas (revestimento primário) são aproximadamente 17%. Na tabela 2.9 são apresentadas as extensões das rodovias pavimentadas e não pavimentadas (implantadas e em leito natural) (DERT, 2006).

Tabela 2.9: Extensão do sistema rodoviário estadual (DERT, 2006).

Nível	Pavimentada	Não Pavimentada		Total (km)
		Leito natural	Implantada	
Estadual	5.767,6	3.136,8	1753,5	10.657,9

2.2.2 Revestimento primário

Várias entidades internacionais e nacionais rodoviárias e de pesquisa como FHWA/SD LTAP (2000), DFID/TRL (2003), WORLD BANK (2005), DER-SP (1987), DERT (2000), IPT (1988), TRL-IPC/BR (1994) e FABRÍCIO *et al.* (2000), que desenvolveram manuais e boletins do tema. Trazem informações sobre materiais a serem utilizados, principais tipos de defeitos, como realizar os serviços de conserva e custos de manutenção nas estradas implantadas de terra.

Também podem ser destacados trabalhos realizados por pesquisadores das rodovias vicinais e não pavimentadas, dentre eles: THOMAZ (1984), ODA (1995), FONTENELE (2001), BAESSO e GONÇALVES (2003), BARROSO (2007), dentre outros e trazendo conceitos dos principais defeitos, técnicas de construção, gerenciamento e conservação das estradas rurais. No Ceará existem vários estudos desenvolvidos por MOREIRA (2003), RIBEIRO (2007) e NOBRE JR (2007) sobre sistemas de gerência de pavimentos para rodovias não pavimentadas, desenvolvidos em rodovias da malha do município de Aquiraz na Região Metropolitana de Fortaleza.

A qualidade da construção de estradas em revestimento primário depende da seleção de materiais adequados que podem resultar em melhorias significativas no desempenho e na redução do uso de materiais naturais nos serviços de conservação, evitando agressão maior ao meio ambiente, ao longo do tempo. O volume de tráfego nas

zonas rurais geralmente é baixo e consiste principalmente de veículos leves, portanto não existe a necessidade da construção pavimentos com alta qualidade, sendo desnecessária a utilização de projetos com técnicas convencionais. No caso de tráfego muito leve, a construção de pavimentos econômicos pode proporcionar acessibilidade altamente adequada às áreas rurais (PAIGE-GREEN, 2006).

O UNITED STATES DEPARTMENT OF ARMY (1995) propõe para o gerenciamento das rodovias em revestimento primário fazer uma seleção de unidades de amostragem necessárias para as avaliações que deverão ser feitas anualmente. As medições deverão ser realizadas quando as estradas estiverem em sua melhor condição sempre na mesma época do ano. Para fazer as medições, um técnico terá de conhecer os principais tipos de defeitos. Os sete tipos de defeitos elencados pela USDA para estradas não pavimentadas são:

- seção transversal imprópria;
- drenagem inadequada da rodovia;
- corrugações ou ondulações;
- poeira;
- afundamento de trilha de roda;
- perda de agregados.

Os materiais utilizados na construção de estradas em revestimento primário têm necessidade de cumprir uma série de funções e de atender às propriedades da engenharia básica (Paige-Green e Netterberg, 1987, apud PAIGE-GREEN, 2006), as mais importantes são:

- coesão suficiente para resistir ao desgaste e erosão;
- distribuição granulométrica que facilite o intertravamento entre as partículas, e
- resistência suficiente para suportar as cargas aplicadas pelo tráfego sem que ocorra deformação plástica significativa.

Deficiências em qualquer uma destas propriedades resultam em baixa qualidade e manutenção elevada, bem como, um aumento na remoção do material da estrada. Portanto, é essencial a utilização do melhor material disponível para construção de estradas em revestimento primário. Esses materiais, no entanto, geralmente não são

adequados para o uso como camadas estruturais em estradas com revestimentos asfálticos (PAIGE-GREEN, 2006).

Estradas revestidas com cascalho (não asfaltadas) e estradas em leito natural, muitas vezes constituem cerca de 70 a 90% da malha rodoviária dos países em desenvolvimento. Estas vias, geralmente ligando as áreas agrícolas produtivas à rede rodoviária principal, desempenham importante papel social e econômico, no desenvolvimento das zonas rurais, onde vive a maioria das populações (COOK e GOURLEY, 2002).

O LOCAL ROADS NEWS (2006), publicação do ARRB Group, informa que o Departamento de Infra-Estruturas, Transportes, Desenvolvimento Regional e Governo Local (anteriormente DOTARS), preocupa-se em melhorar a eficiência e eficácia da construção e manutenção de estradas com baixo volume de tráfego, em particular nas zonas rurais e áreas isoladas da Austrália. O objetivo global deste projeto é desenvolver diretrizes para a avaliação de desempenho dos materiais locais em serviço, através da realização de ensaios de campo associados à análise laboratorial. Para isto, foram implantados três projetos de pesquisa que abrangem:

- desenvolvimento de ensaios de campo rápidos e baratos capazes de determinar o potencial de materiais locais para cumprir uma função prevista, tendo em vista a escassez cada vez maior de materiais com qualidade adequada para construção e manutenção da rede. Pretende-se elaborar um manual com técnicas de utilização de materiais locais e um conjunto de ensaios para análise de solo será disponibilizado para ser realizado em toda a Austrália;
- desenvolvimento de ferramentas de gerenciamento das estradas para otimizar o momento da abertura ao tráfego, após período das chuvas, sem causar dano ao pavimento, principalmente nas regiões do norte da Austrália, onde a inundação das estradas é comum;
- desenvolvimento de técnicas para melhorar a qualidade de dois tipos de materiais utilizados em rodovias de baixo volume de tráfego com adição de produtos industriais e que venham retardar a degradação da rodovia resultando numa redução nos custos de manutenção.

JAHREN (2001) apresenta um relatório de um estudo comparativo dos investimentos de recursos na construção e manutenção de rodovias entre os Estados Unidos e países economicamente desenvolvidos como Austrália e Nova Zelândia. Destaca que apesar de existirem diferenças no clima, tráfego, e peculiaridades regionais é possível que algumas tecnologias possam ser adequadas para os projetos de pavimentos em rodovias com baixo volume de tráfego na periferia de zonas urbanas.

O autor citado diz que as boas práticas rodoviárias utilizadas na Austrália e da Nova Zelândia poderiam ser aplicadas com sucesso nos EUA. A estabilização de solos (materiais cimentantes) aplicados em baixas porcentagens pode oferecer melhorias possíveis para as argilas em Minnesota e a utilização da técnica de espuma de asfalto poderia ser alternativa a ser considerada para os solos granulares. Na parte superior das vias não revestidas, são utilizados materiais com maiores teores de argila com objetivo de reduzir desgaste, poeira e corrugação, defeitos comuns neste tipo de rodovias. Como regra geral as especificações da *New Zealand Main Highway Board* recomendam a utilização de materiais com cerca de 10 a 20% passando na peneira nº 200 (0.074mm). Durante a construção e operações de manutenção deve-se observar a umidade correta de compactação que vai reduzir o efeito do desgaste por escoamento das águas.

Com relação à seção transversal, o autor citado observou que a seção transversal utilizada possuía declividade de 4%, com o objetivo de facilitar o escoamento das águas de superfície reduzindo as panelas. No entanto era perceptível que esta declividade não induzia aos motoristas uma tendência de rodar pelo eixo a fim de evitar que dirigir o veículo próximo à borda da rodovia.

HENNING *et al.* (2008) destacam que a deterioração das rodovias em revestimento primário na Nova Zelândia ocorre principalmente devido ao tráfego de carga (especialmente veículos pesados) e das condições climáticas (períodos de chuva e seco). A taxa de deterioração também se deve a outros fatores relacionados com a geometria da pista, a qualidade dos materiais utilizados e normas de construção e manutenção. Como pouco pode ser feito para reduzir a influência do volume de tráfego e das condições climáticas, os técnicos rodoviários precisam se concentrar em outros fatores que contribuem para a deterioração. O objetivo é reduzir a taxa de deterioração de modo que se estenda o intervalo entre intervenções, por exemplo, a cada 10 semanas,

ao invés de quatro, a reposição de cascalho, ou, em outros casos, a cada seis anos, em vez de dois em dois anos.

GOURLEY *et al.* (1998) destacam a elaboração de um manual de projeto estrutural desenvolvido para rodovias de baixo volume de tráfego em estradas secundárias no Zimbábue. Esta abordagem foi aprovada no programa SFRDP e foram implantados 15 trechos experimentais em diferentes locais permitindo assim uma gama de condições ambientais. Os materiais naturais utilizados nas bases eram compostos de solos do tipo cascalho fino e foram monitoradas regularmente para avaliar a deterioração do pavimento. Os dados de desempenho foram obtidos ao longo de vários anos, avaliando a deterioração pelo tráfego e condições ambientais.

FABRÍCIO *et al.* (2000) sugerem a utilização de uma seção para os revestimentos primários com a camada de solo com largura variando de 5,5 a 6,0m e a plataforma de terraplenagem com 7,5 a 8,0m. A espessura recomendada para o revestimento primário é de 10 a 20cm, caimento nos segmentos em tangente de 3% e em curva de até 12% para escoamento das águas, como ilustra a figura 2.19

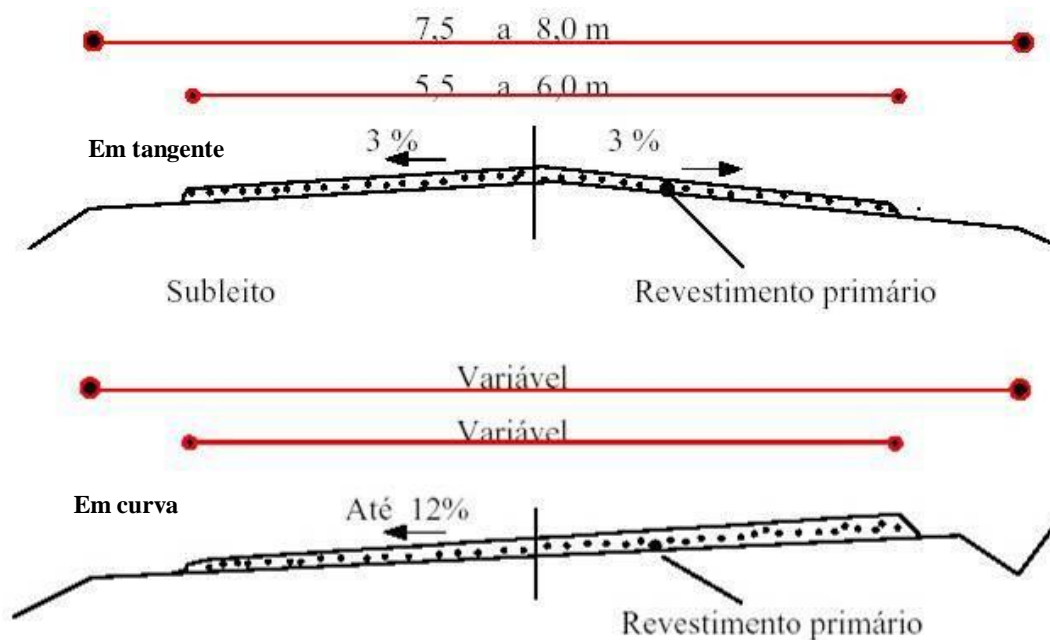


Figura 2.19: Seções tipo em tangente e em curva para rodovias em revestimento primário (FABRÍCIO *et al.*, 2000).

No estado do Ceará o DER (Departamento de Edificações e Rodovias) em suas especificações (DERT, 2000) traz recomendações para construção ou conservação de rodovias em revestimento primário. Na especificação de serviço DERT-ES-T08/00 o revestimento primário é definido como sendo uma camada de solo estabilizado granulometricamente, superposta ao leito de uma estrada, que seja capaz de oferecer uma superfície de rolamento de qualidade superior à do solo existente. Faixas granulométricas são recomendadas. Com relação aos índices físicos, para os solos não lateríticos os valores para o limite de liquidez deve ser $< 35\%$ e o índice de plasticidade dever estar no intervalo de $4\% \leq IP \leq 9\%$. Para os solos lateríticos o limite de liquidez deve ser inferior ou igual a 40% e o índice de plasticidade entre $4\% \leq IP \leq 15\%$.

A malha rodoviária estadual cearense tem extensão aproximada de 1.750 km (17%) de rodovias implantadas com revestimento primário. A figura 2.20 apresenta seção transversal típica, em tangente e em curva, das rodovias em revestimento primário no Ceará. A camada de solo utilizada como revestimento primário deve possuir características granulométricas granulares e alguma percentagem de finos para dar coesão ao material na pista. No Ceará, geralmente adotam-se camadas com espessuras de 0,15 a 0,20m sobre uma plataforma de terraplenagem onde foi realizada a implantação de uma infra-estrutura mínima como bueiros e passagens molhadas em substituição às pontes. A figura 2.21 apresenta uma vista geral de alguns trechos em revestimento primário, em boas condições, em várias regiões do Estado do Ceará.

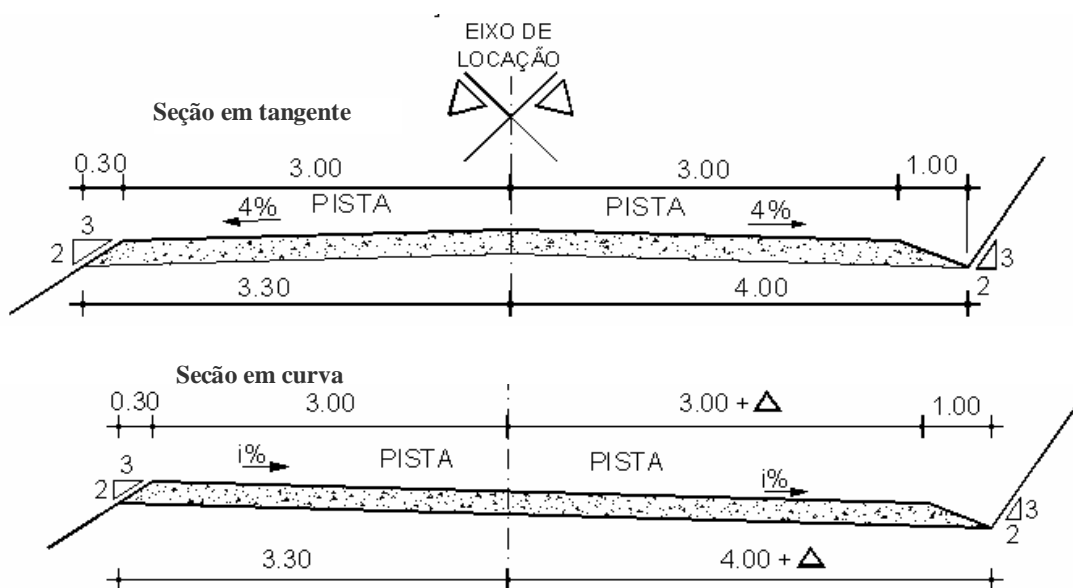


Figura 2.20: Seção transversal típica, em tangente e em curva, de rodovia em revestimento primário.



Figura 2.21: Trechos em revestimento primário em várias regiões do Estado do Ceará.

No item anterior foram citadas várias organizações que publicaram manuais com sugestões para projeto, construção e conservação de estradas de terra. Todos podem ser utilizados também em rodovias com revestimento primário, pois os problemas e defeitos são semelhantes em ambos os casos. A figura de 2.22 ilustra alguns dos defeitos mais comuns como corrugação, poeira, estreitamento de plataforma, etc.



Figura 2.22: Defeitos comuns em revestimento primário como: corrugação, poeira, estreitamento da plataforma.

Um dos pontos importantes das pesquisas do SFRDP, no Zimbábue, apresentadas por GOURLEY *et al.* (1998), foi a análise do momento ideal no qual se deve investir na rodovia com colocação de revestimento asfáltico. Esta decisão depende da condição da estrada em revestimento primário existente, do tipo e do nível de tráfego, do ambiente e do tipo de pavimento previsto para a rodovia.

O SFRDP (GOURLEY *et al.*, 1998) sugere que, em alguns casos, pode ser economicamente viável revestir uma estrada que tenha entre 30 a 40 veículos por dia. A diferença de custos é relativamente pequena entre o pavimento revestido e a superfície da estrada que possua material de boa qualidade, que siga o mesmo alinhamento, possua a mesma seção transversal e utilize as estruturas existentes na estrada, bueiros, etc.

Do ponto de vista de projeto de pavimentação o melhor é usar o número de passagens do eixo simples padrão (ESP), em vez de usar estimativas do número de veículos por dia. No entanto, a falta de dados de carga por eixo do tráfego nessas estradas constitui a causa principal da dificuldade em gerar dados estatísticos confiáveis.

Ainda de acordo com GOURLEY *et al.* (1998) os dados de desempenho coletados durante o TRL-SADC e estudos SFRDP mostrou que nas rodovias sem revestimento a deterioração devido ao tráfego, como por exemplo, o desenvolvimento de deformações permanentes, é insignificante até o nível de tráfego em torno de 0,3 a 0,5 milhões de passagens do eixo simples padrão. Abaixo deste nível de tráfego a deterioração do pavimento passa a ser altamente dependente do clima e do ambiente.

PINARD (2006) destaca que tradicionalmente as rodovias em revestimento primário são usadas nos acessos rurais. Entretanto, apesar delas possuírem um baixo custo inicial e ser de fácil construção ela possuem algumas desvantagens como: liberação de poeira, danos à saúde dos habitantes das áreas lindeiras, segurança dos pedestres, danos aos veículos, entre outros. Além de provocarem fortes danos ambientais em virtude do contínuo uso de material não renovável necessário à manutenção destas rodovias. Caso não sejam mantidas deterioram-se muito rapidamente. Estima-se que cerca de 70 m³/ano de material se desgastam das rodovias não pavimentadas.

Na realidade é impossível de se realizar um melhoramento em todas as rodovias não pavimentadas. No entanto, muitos quilômetros de rodovias rurais que apesar de possuírem um tráfego baixo poderia ser justificado um “*upgrade*” desde que fosse utilizado revestimento de baixo custo associado com uma estratégia apropriada para viabilizar o desenvolvimento da área (PINARD, 2006).

Pavimentar ou não pavimentar uma rodovia? Na realidade esta decisão não é uma tarefa fácil. É necessário dispor de elementos que justifiquem técnica e economicamente a colocação de algum tipo de revestimento. Segundo o LRRB (2006), no estado de Minnesota, dois relatórios de pesquisa foram publicados sobre este assunto e fornecem orientação para responder esta pergunta: método de análise de custo baseado

no histórico das despesas em rodovias de baixo volume de tráfego, método para estimar custos de manutenção e construção e procedimento de análise econômica.

O primeiro relatório intitulado *Economics of Upgrading an Aggregate Road* (JAHREN, *et al.*, 2005), foi financiado pelo *Minnesota Local Road Research Board* (LRRB). Neste estudo, foram examinados os custos de manutenção e construção de estradas pavimentadas para determinar os valores limites para transformar rodovias revestidas com cascalho em pavimentadas.

Inicialmente a coleta de dados incluiu 16 municípios de Minnesota, dividida em quatro regiões do estado. A base de dados foi obtida a partir de relatórios anuais dos gastos com manutenção das estradas através de fontes de financiamento dos governos estaduais e municipais no período de 1997 a 2001. Inclui custos de manutenção, tanto para as misturas asfálticas como para as estradas revestidas com cascalho, bem como o volume de tráfego destas rodovias.

JAHREN, *et al.* (2005), relatam que a pesquisa foi dividida em três fases. A primeira é uma análise baseada no histórico dos custos de construção das rodovias de baixo volume de tráfego encontrados nos relatórios anuais dos municípios de Minnesota. Os efeitos do volume de tráfego e do tipo de revestimento sobre o custo estão incluídos na análise. No segundo, desenvolveu-se um método para estimar o custo de manutenção das estradas de cascalho levando em conta os tipos de serviços, equipamentos e materiais a serem utilizados. O terceiro é o desenvolvimento de um modelo de análise econômica para servir de ponto de partida no auxílio das decisões de quais medidas de manutenção devam ser adotadas.

Os dados apresentados no relatório podem ser usados por outros municípios, ou eles podem desenvolver de forma semelhante os seus custos utilizando os seus próprios dados. Estas informações ajudam a determinar quando financeiramente será vantajoso realizar o melhoramento da rodovia, com base nos custos de manutenção ao longo da via em serviço. Ela inclui os custos de manutenção, tanto para revestimentos asfáltico e/ou de cascalho, bem como o volume de tráfego nas estradas.

Quatro municípios foram selecionados para serem analisados com o objetivo de desenvolver os custos por milha para algumas de opções de superfície, incluindo pavimentadas e de cascalho. Inicialmente os pesquisadores realizaram uma análise nos dados da malha rodoviária da Comarca de Waseca, que apresentava informações disponíveis para aplicação neste estudo.

Como exemplo é apresentado, na figura 2.23, o custo de manutenção de rodovia para diferentes tipos de revestimento (rodovias revestidas com mistura asfáltica e com cascalho, pavimento de concreto) e com volume de tráfego variando de muito baixo a alto. Deve-se destacar o alto custo de manutenção por milha (1,6km) para rodovias em revestimento primário e com de alto volume de tráfego (LRRB, 2006).

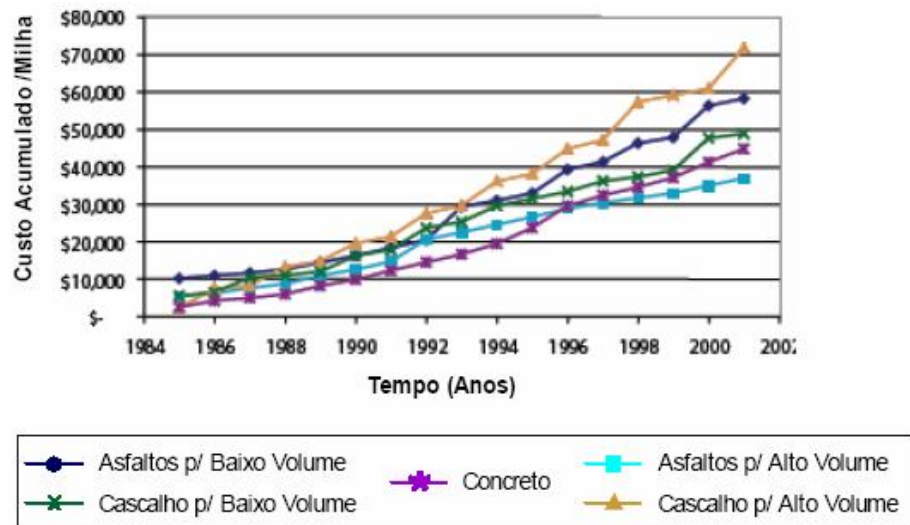


Figura 2.23: Custos reais de manutenção por milha na malha rodoviária municipal de Waseca (Minnesota) para diferentes tipos de revestimentos e de tráfego (LRRB,2006).

A Figura 2.24 ilustra o efeito do tráfego sobre os custos de manutenção por milha numa comarca de Minnesota. As estradas são agrupadas por volume médio de tráfego e o tipo de superfície da rodovia ao longo do fundo do gráfico. Um aumento no tráfego não leva a um aumento nos custos de manutenção, especialmente para as estradas de cascalho. Isto é devido ao cascalho mais perdido devido ao desgaste, e um aumento da necessidade de patins e de nivelamento da superfície da estrada. Observe que num tráfego médio diário (TDM) de 200 veículos, os custos de manutenção das estradas com revestimento de terra (cascalho) aumentam significativamente. Isto

oferece um limite possível para determinar quando esta agência poderia pavimentar uma estrada de cascalho.

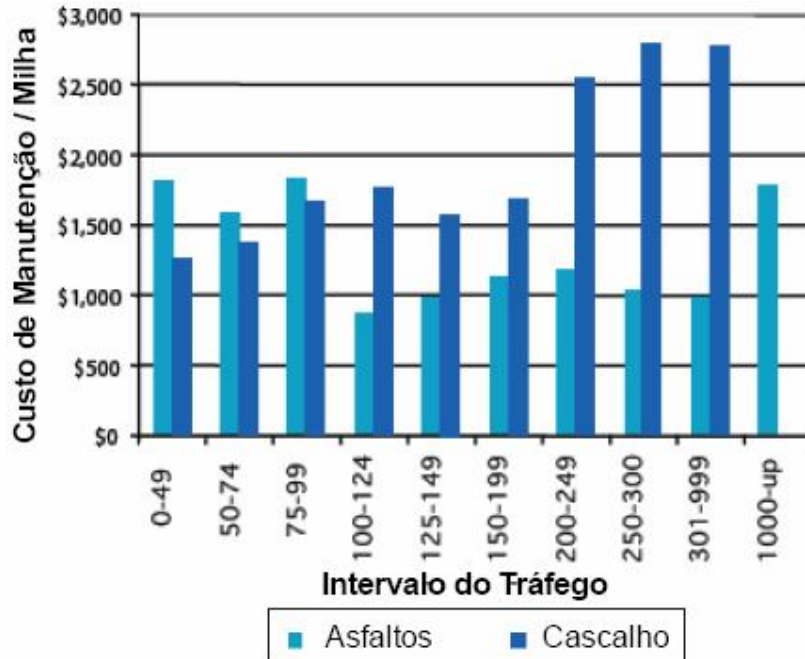


Figura 2.24: Ilustração do efeito do tráfego sobre os custos de manutenção por milha para uma comarca de Minnesota (LRRB, 2006).

O segundo relatório intitulado de *Local Road Surfacing Criteria* (ZIMMERMAN e WOLTERS, 2004) foi financiado pelo South Dakota DOT. Neste projeto, o objetivo geral dos pesquisadores era desenvolver uma ferramenta capaz de comparar os custos de diferentes tipos de revestimentos das rodovias (mistura asfáltica a quente, capa selante, cascalho e cascalho estabilizado) com o objetivo de determinar qual o revestimento mais econômico a ser adotado. Além desta análise incorporar os fatores econômicos, o processo também permite ao usuário considerar os não-econômicos que são subjetivos ou difíceis de quantificar, como por exemplo, a política, as taxas de crescimento, a concentração de habitação e da indústria, geração de tráfego de caminhões, etc.

Segundo o LRRB (2006) com esta ferramenta, o usuário pode introduzir custos reais de locais para a manutenção e atividades de construção. O usuário também pode complementar as despesas com o transporte rodoviário, os custos do usuário (como

dados de acidente e de qualidade da vida humana), bem como outros fatores econômicos. O programa de computador, em seguida, fornece avaliações reais para cada tipo de superfície a partir de diferentes variáveis de entrada diferentes. O usuário pode selecionar uma pavimentação alternativa, com base nas avaliações e prioridades locais.

Além do desenvolvimento de modelos padrão para estimar os custos de cada órgão rodoviário, eles foram desenvolvidos para descrever a relação entre os custos operacionais dos veículos e o tráfego médio diário (TDM). Esses custos representam as diferenças no uso e desgaste de um veículo conduzido em rodovias com vários tipos de revestimentos. Figura 2.25 apresenta o custo operacional de veículos/milha com TDM variando de 0 a 1000 veículos/dia. Os modelos padrão têm valores de R^2 de 0,94 ou superior, o que indica uma forte correlação entre o custo operacional do veículo e o TMD. Como esperado, os custos de funcionamento do veículo são mais baixos nas rodovias com revestimento em mistura asfáltica a quente e aumenta quando se passa para capa selante, cascalho estabilizado e cascalho, respectivamente (ZIMMERMAN e WOLTERS, 2004).

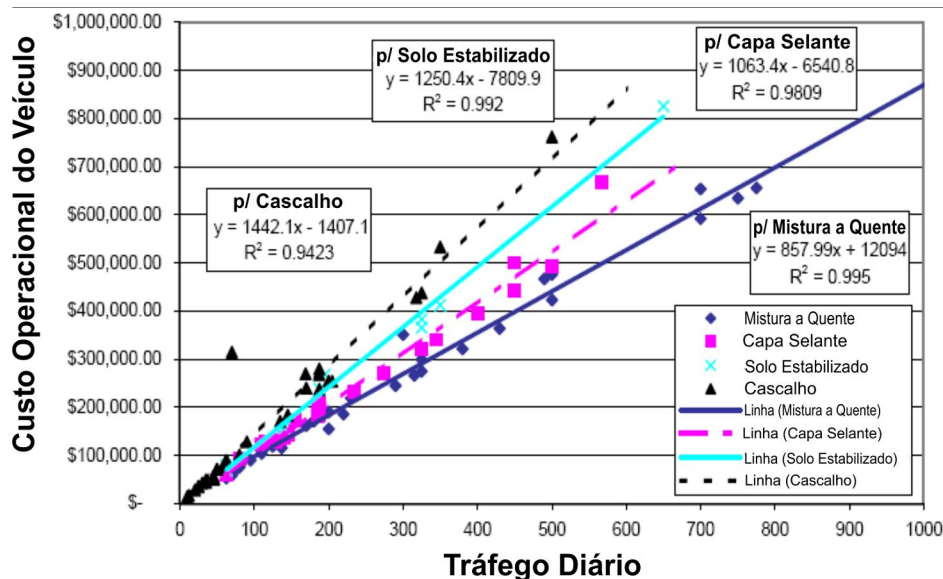


Figura 2.25: Apresenta o custo operacional de veículo/milha com o TDM variando de 0 a 1000 veículos/dia (ZIMMERMAN e WOLTERS, 2004).

O LRRB (2006) resume que, os resultados dos dois estudos indicam que os custos com construção e manutenção variam consideravelmente de uma agência para

outra e entre uma estação do ano para outra. O tráfego é o elemento primordial para a decisão de pavimentar ou não pavimentar uma rodovia.

O estudo de Minnesota (MnDOT) concluiu que os custos de manutenção/milha em estrada de cascalho parecem aumentar consideravelmente após um nível de tráfego diário médio (TDM) de 200 veículos/dia. Por outro lado, o estudo de South Dakota (SDDOT) verificou que as estradas pavimentadas são mais rentáveis com TDM em níveis acima de 150 veículos/dia. Assim, as decisões devem ser feitas com base em dados de tráfego, locais de construção e custos de manutenção e no desenvolvimento da área para se determinar quando uma rodovia deve ser pavimentada.

2.2.3 Revestimento poliédrico

De acordo com PREGO (2001) o transporte terrestre é o mais antigo do mundo e, como não são muitos os recursos, resolveu-se enfrentar ou admitir esta abrangência, e falar sobre os fatos, desde a invenção da roda. Esta ocorreu na mesopotâmia, há mais de 5.000 anos e gerou a necessidade da utilização de materiais mais resistentes na construção de estradas.

Foram encontrados vestígios marcantes de antigas estradas, planejadas e construídas pelas civilizações dos maias, astecas e principalmente incas. Delas os antigos historiadores se referiam como semelhantes às romanas.

Ainda de acordo com PREGO (2001) uma das mais antigas estradas de que há vestígios, atualmente, está na Grécia. Foi revestida com pedra e construída provavelmente há 1.500 anos a.C. A Via Ápia foi construída por Apius Cláudio no ano 312 a.C. As camadas usadas nestes primeiros pavimentos eram o *statumen* ou a blocagem atual; *núcleos*, o *rodus* e o *summum dorsum* correspondente a sub-base, base e revestimento. Em WAPA (2004) é mostrada a superfície da Via Ápia, a mais antiga estrada romana (figura 2.26a).

No Brasil, em Manaus, em 2007, o autor da presente pesquisa, encontrou um pavimento construído no final do século 20, cuja semelhança com a Via Ápia será mera coincidência? (figura 2.26 b).



Figura. 2.26a: Vista da superfície da Via Ápia (WAPA, 2004).



Figura. 2.26b: Vista da superfície pavimento poliédrico em Manaus/2007 (foto do autor).

KELLER e SHERAR (2003) relatam que o Manual de Gerenciamento de Trabalhos de Campo, produzido pela USAID (*U.S. Agency for International Development*), oferece práticas de gestão associadas em muitos aspectos ao gerenciamento de rodovias. As informações apresentadas devem tornar-se parte integrante do planejamento de transportes e projeto de estradas rurais.

Destacam ainda que existem diferenças significativas em rodovias que necessitam de detalhamento de projeto em função de diferentes condições geográficas das áreas. Às vezes, são necessárias soluções específicas em função das suas peculiaridades climáticas e topográficas. Podendo-se destacar:

- regiões montanhosas - normalmente têm encostas íngremes e as condições região fria;
- desertos - têm pouca umidade, mas com chuvas breve e intensa, o que dificulta o crescimento de vegetação para apoiar medidas de controle de erosão;
- florestas - muitas vezes têm solos pobres e problemas de drenagem;
- vales em regiões elevadas - encostas íngremes e de difícil drenagem, e assim por diante.

Entretanto, o planejamento básico, localização, design e conceitos de manutenção, previsto no manual de gerenciamento de boas práticas de campo (Best Management Practices-BMPs) pode ser aplicado a qualquer área. Todas as estradas necessitam de pavimento estável, uso de bons materiais e dotadas de medidas de controle de erosão. Apenas alguns detalhes do projeto variam de acordo com

determinadas regiões geográficas e climáticas. Assim, o conhecimento e a experiência local são tão importantes no gerenciamento das estradas rurais. A figura 2.27 mostra uma rodovia em região montanhosa com pavimento em revestimento poliédrico considerado com padrão adequado para a área, tendo em vista que ocasiona um impacto mínimo na região.



Figura 2.27: Rodovia em região montanhosa com revestimento poliédrico considerado de padrão adequado para a área (KELLER e SHERAR, 2003).

DNIT (2005) define pavimento poliédrico como formado por camada de pedras irregulares de tamanho dentro de determinado padrão, assentadas e sobre um colchão de regularização, constituído de material granular adequado. Deve-se ter o cuidado de preencher as juntas com pequenas lascas de pedras e com o próprio material do colchão.

Segundo SENÇO (2001) a alvenaria poliédrica foi um dos primeiros tipos de pavimentos introduzidos no Brasil. Originou-se entre os povos europeus como um caso particular dos antigos pavimentos de pedras. Este tipo de revestimento é muito pouco empregado em estradas de rodagem importantes. Os Estados que utilizaram ou utilizam a pedra poliédrica em estradas ou vias urbanas, tem providenciado o recapeamento destes trechos, e hoje o pavimento de pedra poliédrica que se comportava como revestimento, passa a se comportar como base. Este tipo de revestimento é encontrado principalmente em Minas Gerais e Ceará, não só em vias urbanas de tráfego leve, mas também em estradas de rodagem. Em outros Estados raramente é encontrado.

Nas Especificações Gerais do DER/CE (DERT, 2000) o pavimento poliédrico ou calçamento é definido como: “a camada de um pavimento constituído de blocos de pedra justapostos, cravados de topo por percussão e apoiados em colchão de areia confinado lateralmente por peças prismáticas de pedra ou de concreto – tipo guia – seu comportamento estrutural sendo definido como intertravado”. As pedras toscas geralmente são “amarroadas” no local da obra e devem apresentar uma face plana, que será a face superior, e ter dimensões de 10 a 20cm de diâmetro e alturas variando entre 10 e 15cm.

No Estado do Ceará, em particular na cidade de Fortaleza, por volta de 1950, os pavimentos urbanos se limitaram a ruas empedradas com pedras um pouco menores que as “de mão”, e poucas ruas com revestimentos de paralelepípedo. Quando prefeito da cidade, em torno de 1952, Paulo Cabral de Araújo, resolveu enfrentar o problema imposto pelo aumento do tráfego urbano, construindo um trecho experimental com 200 metros onde foi utilizada base de pedras com formas irregulares. Desta maneira, originou-se a tradição da utilização de pedra poliédrica nos pavimentos de Fortaleza.

PITOMBEIRA (2004) destaca que em Fortaleza a pedra poliédrica ainda é muito utilizada nas vias de menor importância como revestimento e também funcionando como base caso seja recoberta com uma camada de mistura asfáltica. De acordo com MACHADO (1985) e PELLEZ (1986) a construção do pavimento de pedra poliédrica, que se caracteriza por ser um revestimento flexível, é feito através do assentamento manual das pedras irregulares cravadas de topo por percussão, assentadas sobre um colchão de agregado granular arenoso ou de pó de pedra. A espessura deverá ser uniforme variando de 15 a 20 cm dependendo do tamanho da pedra, geralmente as pedras possuem dimensões em torno de 20 cm.

Segundo PITOMBEIRA (2004) para o correto assentamento das pedras, deve-se proceder da seguinte maneira: o operário escolhe a face de rolamento e, com o martelo, fixa a pedra no material de enchimento, com essa face para cima. Após o assentamento da primeira pedra, escolhe a segunda e a coloca do lado da primeira, escolhendo convenientemente não só a face de rolamento, mas também a face que vai encostar-se à pedra já assentada. Escolhidas estas duas faces, a pedra é colocada na posição

conveniente e assentada de forma que a face superior fique no mesmo nível da primeira pedra. As demais pedras serão assentadas com os mesmos cuidados.

Como as pedras empregadas são irregulares, a boa qualidade do assentamento depende e muito do cuidado do calceteiro. No entanto, sempre aparecerão juntas mais alargadas, as quais deverão ser preenchidas com pedras menores. O conjunto de juntas deverá ser tal que as juntas vizinhas sejam desencontradas, o que, aliás, é norma geral em qualquer serviço de assentamento de peças.

Depois do assentamento das pedras deverá ser espalhada uma camada de 2,0 cm de areia misturada com argila, e logo depois feita à compactação com rolo liso de 10 a 12t, iniciando-se nas bordas da pista e progredindo para o centro nos trechos retos, e da borda interna para a externa nos trechos em curva. A figura 2.28 mostra uma ilustração da seqüência construtiva de um revestimento poliédrico.



Figura 2.28: Ilustração da seqüência construtiva de um pavimento poliédrico (Fotos do autor).

A extensão da malha rodoviária em revestimento poliédrico no Ceará é de 134 km (DERT, 2004) o que equivale a pouco mais de 2% em relação à malha pavimentada. A figura 2.29 apresenta uma seção transversal típica, em tangente e em curva, de rodovia em revestimento poliédrico no Ceará.

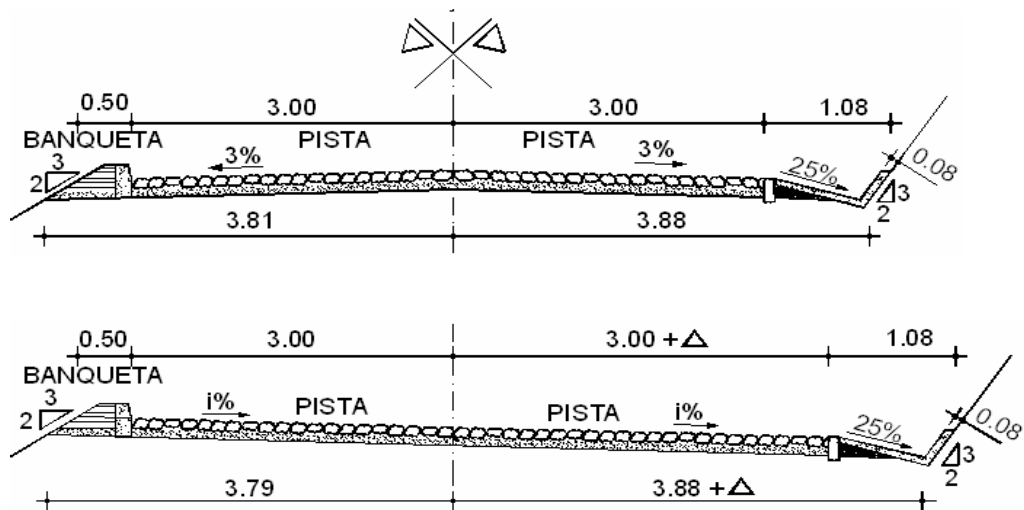


Figura 2.29: Seção transversal típica, em tangente e em curva, de rodovia em revestimento poliédrico no Ceará.

RABÊLO *et al.* (2009) realizaram um diagnóstico das condições da malha rodoviária com revestimento poliédrico do estado do Ceará. Para tal foram selecionados cerca de 60 km, aproximadamente 45% da extensão total dos trechos com revestimento em pedra poliédrica, nos quais foram efetuados levantamentos visuais para diagnóstico do seu estado de conservação.

Nos defeitos identificados procurou-se associá-los às condições geométricas, ambientais e construtivas dos trechos. Pelo que foi observado no campo pode-se afirmar que os pavimentos poliédricos têm boa durabilidade e sua implantação é tecnicamente viável em regiões de qualquer configuração topográfica, desde que sejam executados com materiais adequados e em obediência a uma boa técnica construtiva. Deve-se ressaltar que dentre os trechos visitados existem alguns com mais de 20 anos em serviço e apresentando um bom desempenho.

Atualmente os pavimentos em pedra poliédrica, de maneira geral, estão restritos a regiões serranas, nos acessos aos locais com baixíssimo volume de tráfego e na transição de acesso a cidades. A figura 2.30 apresenta vistas de rodovias em revestimento poliédrico, no Ceará, em regiões com topografias distintas.



Figura 2.30: Vista geral de rodovias em revestimento poliédrico no Ceará (Fotos do autor).

2.2.4 Tratamento contra pó

COSTA (1986) define como tratamento anti-pó (TAP) ou tratamento contra pó (TCP) como “os serviços de revestimento asfáltico com a aplicação de um ligante betuminoso sobre uma base imprimada, que por penetração inversa, agrega materiais naturais (areias) de jazidas ou de rio”. Ele confere ao pavimento uma boa impermeabilidade ao pavimento, mas possui uma espessura delgada (4,0 mm).

CASTRO (2003) define o tratamento anti-pó como a construção de pavimentos de baixo custo com a colocação de tratamentos superficiais com a base imprimada com emulsão a base de óleo de xisto e coberta com uma camada de agregado miúdo.

Já, segundo DUQUE NETO *et al.* (2004) a técnica denominada de tratamento contra pó ou anti-pó (TAP), consiste na aplicação de um ligante asfáltico sobre uma base imprimada e sobre este é aplicado um agregado natural na fração areia ou artificial do tipo pó de pedra que por penetração inversa forma um revestimento delgado apropriado para rodovia de baixo volume de tráfego. Em ABEDA (2001) o tratamento anti-pó é definido como a operação de “espalhamento de emulsão asfáltica com posterior aplicação de agregado mineral, sobre uma superfície não pavimentada, com a finalidade de evitar a propagação do pó”. DERBA-ES-P-13/01 define o tratamento contra pó (TCP) como “uma capa selante aplicada sobre uma camada granular,

devidamente imprimada e compactada, visando dar mais conforto e segurança aos usuários”.

SANTANA (1971) comenta sobre a aplicação de uma técnica de “tratamento contra pó” em estradas de terra, com solos de características lateríticos, nos Estados do Maranhão e Pará, no período de 1959 a 1967. De acordo com o autor o primeiro trecho construído seguindo esta técnica foi na BR-135/Ma, em 1959. O tratamento consistia da aplicação de uma imprimação (1,2 l/m²) sobre uma camada de 20 cm e um tratamento simples com areia de média a grossa (6,0 l/m²) espalhada sobre um banho de asfalto diluído do tipo RC-2 (0,6 l/m²).

VOGT (1982) cita as experiências iniciadas conjuntamente com engenheiros da prefeitura de Curitiba / PR para aplicação de uma camada de anti-pó utilizando emulsão asfáltica e areia para construção de vias urbanas com baixo custo. A Bahia também realizou sua experiência pioneira em tratamento contra pó à mesma época, na rodovia BA-046, com a construção de 43 km em que se aproveitou o revestimento primário existente sendo aplicada uma imprimação com asfalto diluído do tipo CR-250. Sobre a imprimação foi aplicada uma camada de areia grossa de rio. COSTA (1986) destaca que esta foi à primeira experiência em que se utilizou com ligante a emulsão do tipo RM-1C já que o ligante normalmente adotado era o asfalto diluído (CR-250).

Na rodovia Belém – Brasília próxima à cidade de Gurupi/GO, em 1971, foi construído um segmento de 60 km em que foi aplicada a técnica do tratamento contra pó sobre o revestimento primário com asfalto diluído tipo atualmente o CR-250. O DERBA recomenda a aplicação de uma camada de TAP duplo para estradas em regiões de alta pluviosidade, isto é acima de 1.500 mm/ano. As aplicações devem ser defasadas de 1 a 6 meses para que o tráfego possa mostrar alguns defeitos (COSTA, 1986).

O DER-BA, um dos órgãos com maior experiência no Brasil na aplicação da técnica do tratamento contra pó, construiu cerca de 5.000 km utilizando os mais diversos materiais, emulsões asfálticas e asfaltos diluídos. Foram escritas especificações de serviços para tratamento contra pó (DERBA-ES-P-13/01).

A especificação de serviço DERBA-ES-P-13/01 traz quatro faixas granulométricas (tabela 2.10) na qual enquadra-se a granulometria da base ou revestimento primário para os serviços de tratamento contra pó (TCP).

Tabela 2.10: Faixas granulométricas para o material granular da base do TCP.

PENEIRAS		%PASSANDO EM PESO			
ASTM	mm	I	II	III	IV
1"	25,4	100	100	-	-
3/8"	9,5	50-85	60-100	100	100
n° 4	4,8	35-65	50-85	55-100	70-100
n° 10	2,0	25-50	40-70	40-100	55-100
n° 40	0,42	15-30	25-45	20-50	30-70
n° 200	0,074	5-15	10-25	6-20	8-25

Com relação aos índices físicos as especificações exigem um limite de liquidez (LL) inferior a 35% e o índice de plasticidade (IP) variando de 4 a 12%. Existem restrições nesse intervalo em função da pluviometria da região. Pluviometria média até 800mm o IP poderá atingir o valor máximo de 12%, para pluviometria entre 800 e 1500 mm o IP deverá ser de 9% e nas regiões com precipitações acima de 1500 mm o IP será de no máximo 6%. No caso de solos lateríticos poderão ser utilizados até um IP máximo de 15 %, independente da pluviometria da região.

O valor do CBR para o material de base deverá ter um mínimo de 20% e uma expansão máxima de 1% na energia do Proctor intermediário. No caso de solos lateríticos a expansão máxima será de 0,5%. As taxas de agregado são de 7 a 10 kg/m² e de ligante (RM-1C) de 1,0 a 1,2 l/m² (DERBA-ES-P-13/01). COSTA (1986) apresenta a faixa granulométrica (tabela 2.11), adotada pelo DERBA, para os agregados a serem utilizados na capa selante como: areia de rio ou de campo.

Tabela 2.11: Faixas granulométricas para as areias do TCP (COSTA, 1986).

PENEIRAS		% Passando
ASTM	mm	SPT/DERBA
3/8"	25,4	100
n° 4	9,5	95 - 100
n° 10	4,8	65 - 90
n° 40	2,0	0 - 45
n° 80	0,42	0 - 25
n° 200	0,074	0 - 5

A PETROBRAS, a partir de 1995, desenvolveu uma nova emulsão a base de xisto denominada antipó (CASTRO, 2003). Esta tem em sua formulação de 40% de fase aquosa e 60% da fase oleosa, sendo que 25% desta é óleo de xisto. Já foram aplicados mais de 1.000 km de tratamento anti-pó com cerca de 70% está localizado no Paraná, onde a usina de óleo de xisto encontra-se instalada. A seguir, listam-se alguns Estados em que esta técnica foi utilizada, a saber: Paraná, Espírito Santo, Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Goiás, Rio de Janeiro, São Paulo, Distrito Federal e Santa Catarina.

Este processo mais moderno de tratamento contra pó, para pavimentos de baixo volume de tráfego, só foi possível devido ao desenvolvimento de novos materiais ligantes como o óleo de xisto. Os pesquisadores CASTRO (2003) e DUQUE NETO (2004) constataram uma maior penetração na camada de solo da emulsão à base de óleo de xisto do que a do tipo RM-1C (convencional) utilizadas nas misturas asfálticas a frio.

DUQUE NETO (2004) descreve procedimentos construtivos na execução de um trecho experimental em tratamento anti-pó, para a prefeitura municipal de São Gonçalo (RJ), utilizando o óleo de xisto fornecido pela Petrobras Distribuidora S.A. e construído por empresa de construção rodoviária. Os serviços desenvolveram-se da seguinte forma:

- de início foi realizado uma escarificação do material existente com profundidade de 10 cm e em seguida, como complementação, foi adicionado solo de jazida previamente estudado, com o objetivo de fazer a re-conformação da plataforma da via. A base após a conclusão dos serviços ficou com um caimento de 2% na seção transversal;
- na compactação foi utilizado na seqüência o rolo liso auto-propulsor (6 passadas) e rolo de pneus de pressão variada (2 passadas). A base pronta ficou com uma espessura final em torno de 12cm;
- taxa de emulsão prevista era de 2,8 l/m² para o primeiro banho da emulsão mas em função da menor quantidade de emulsão fornecida só foi possível utilizar uma taxa 1,3 l/m². Esta foi aplicada utilizando a caneta espargidora. O segundo banho foi aplicado após quatro horas, com taxa em torno de 0,8 l/m², evitando-se a passagem dos pneus dos caminhões de serviço sobre a base imprimada pois esta ainda não se encontrava totalmente curada. Deve-se destacar que não houve controle tecnológico dos serviços;

- após a aplicação do segundo banho de emulsão, imediatamente foi espalhada a camada de agregados (pó-de-pedra) com umidade aparentemente elevada. Logo em seguida foi realizada a compactação com rolo de pneus. A liberação ao tráfego só ocorreu no dia seguinte após 12 horas da conclusão dos serviços. A figura 2.31 ilustra os serviços construtivos da aplicação de um tratamento contra pó.



Figura 2.31: Aplicação do tratamento contra pó em via urbana (DUQUE NETO, 2004).

No Ceará o processo de tratamento contra pó se confunde com a denominada capa selante que foi aplicada em alguns trechos pelos Distritos Operacionais do DER (ex-DERT). Esta era executada com a imprimação da base de forma tradicional, isto é, com asfalto diluído dos tipos CM-30 ou CM-70 conforme o tipo de base, após a cura era aplicado um banho com emulsão e colocado uma camada de areia grossa quartzosa. Em virtude de insucessos (pouca durabilidade) esta técnica foi abandonada sem uma investigação das causas.

Outra aplicação, que poderia ser citada, foi nos acostamentos (variando de 0,50m a 1,0m) das rodovias com pistas de rolamento revestidas com tratamentos superficiais. Entretanto, posteriormente observou-se que estes sofriam desgastes

deixando a base exposta o que ocasionava infiltração de água e erosão. Por fim esta solução foi substituída por outras opções de revestimento.

2.2.5 Solo-betume

SANTANA (1971) a partir de estudos no tratamento contra pó convencional apresentou uma proposta de evolução da técnica através de uma estabilização betuminosa de solos com características geotécnicas para revestimento primário (solo-betume). A idéia do citado pesquisador surgiu a partir do que ele denominou de “fato notável”. O citado autor, em 1966, realizando um cadastro das rodovias pavimentadas do Piauí, Maranhão e Ceará, encontrou um segmento de rodovia com 8 km de extensão (km 18 – km 28) da BR-135/MA, com 7 anos (1959 a 1966) em serviço e um tráfego da ordem de 228 veículos/dia. Apesar de não ter sofrido serviços de conservação apresentava-se em ótimo estado.

O tratamento contra pó convencional (imprimação + capa selante) tem espessura de aproximadamente 5 a 10 mm e a idéia do Prof. Santana era conseguir uma imprimação mais profunda em torno de 40mm para obter uma durabilidade de até 6 anos. Uma previsão de renovação da capa selante ao final do 2º e 4º ano, considerando um tráfego de até 300 veículos/dia. Inicialmente pequenos trechos experimentais foram construídos em solos de características lateríticas obtendo-se sucesso e posteriormente aplicados em revestimentos primários com solos pedregulho areno-siltosos.

Os bons resultados obtidos nos trechos experimentais com estabilização betuminosa, como ficou sendo chamado o tratamento contra pó, animaram os técnicos para realização de um trecho urbano (Teresina Km 0 – Palmeiras km 3). Após 05 anos encontrava-se em bom estado.

De acordo com SANTANA (1971) a metodologia inicial utilizada para construção dos segmentos foi de escarificar em 4 cm o topo da camada de revestimento primário, misturá-lo com emulsão asfáltica, compactá-lo e logo após executar a capa selante com areia. A emulsão utilizada no solo é do tipo ruptura lenta (RL) e na capa selante emulsão de ruptura rápida (RR).

Na época a construção de mais de 200km de estabilização betuminosa de solo com relativo sucesso, permitiu a SANTANA (1976) fazer algumas observações a cerca do processo construtivo, onde pode-se destacar:

- é difícil a escarificação de apenas 4 cm sendo mais exequível 6 cm;
- umedecer o solo para facilitar a operação de escarificação;
- a mistura da emulsão (diluída 1:1) é melhor com o solo úmido e alguns pontos acima da umidade ótima;
- nos solos mais finos, que possuam plasticidade mais alta é necessário o destorroamento com grade de disco, a mistura do solo com a emulsão pode ser feito apenas com a motoniveladora;
- o tempo de cura entre a mistura e a compactação depende de vários fatores (condições atmosféricas, tipo de emulsão, teor de água da diluição, etc.) geralmente deixa-se esta em torno de 4 horas ao sol em 2 leiras;
- de maneira geral as amostras retiradas após a estabilização apresentam um bom envolvimento dos grãos pelo betume e uma boa aderência entre a capa selante e o solo-betume;
- apesar do bom nível alcançado ainda é possível de melhorar a execução e obterem-se superfícies mais bem acabadas. Nesta operação o patrulista é um técnico importante para a qualidade da superfície do pavimento.

SANTANA (1976) também cita algumas dificuldades e defeitos na operação de execução da camada de solo estabilizado a saber:

- dificuldade de manter a uniformidade de escavação, principalmente quando a profundidade é de apenas 4cm;
- destorroamento ineficiente;
- mistura mal homogeneizada;
- compactação com excesso de umidade.

No estado do Ceará, através do DAER (posteriormente DERT) e atualmente DER (Departamento de Edificações e Rodovias), foi implantado no período de 1981 a 1984, através do programa III BBD (BIRD-BNDES-DNER) o projeto denominado Jaguaribe (CHAVES et al., 2004). Este programa beneficiava vários municípios do vale do rio Jaguaribe onde foram construídas rodovias revestidas com solo-betume numa

extensão aproximada de 200 km. Com relação ao tráfego todas elas estavam enquadradas como baixo volume. Além disso, no início dos anos 80 o DAER construiu cerca de 150 km de rodovias fora do projeto Jaguaribe, mas com o revestimento em solo-betume e as espessuras variavam com o tráfego.

VALE (1979) elaborou um manual interno para o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Ceará - DAER/CE (hoje DER/CE) com os procedimentos a serem adotados na elaboração dos projetos de solo-betume (Projeto Jaguaribe) para rodovias de baixo volume de tráfego. De maneira geral a camada de revestimento primário tinha 20,0 cm de espessura com 6,0 cm estabilizados com betume. A figura 2.32 mostra seção tipo com revestimento em solo-betume adotado no Ceará.

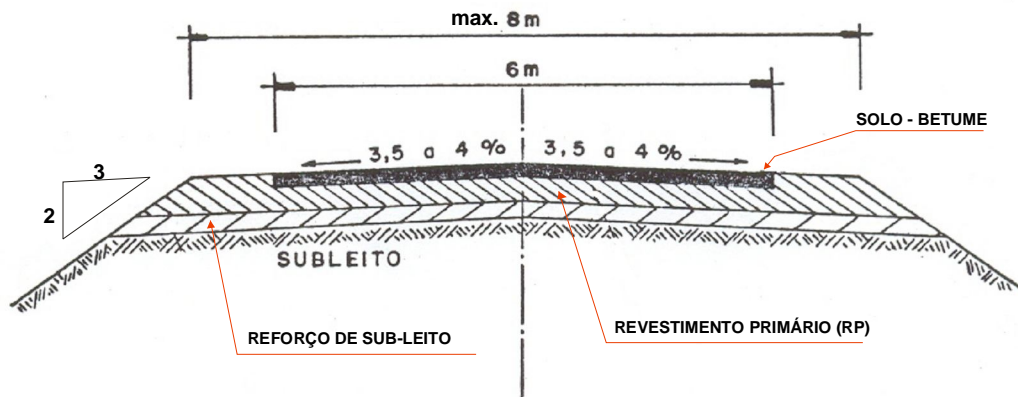


Figura 2.32: Seção tipo de revestimento primário com estabilização betuminosa no Ceará (VALE,1979).

Em alguns trechos em revestimento primário, ainda se encontram vestígios de antigas camadas de tratamento contra pó (figura 2.33). Por falta de manutenção surgem grandes quantidades de panelas e os Distritos Operacionais fazem a remoção do revestimento para melhorar as condições de rolamento do tráfego. A figura 2.34 apresenta uma amostra de solo-betume coletada pelo autor quando da demolição, em 1989, para reconstrução do trecho Belém (BR-304) – Icapuí com revestimento em CBUQ.



Figura 2.33: Trechos em revestimento primário, no Ceará, apresentando resquícios de solo-betume, vista geral e detalhe (Fotos do autor).



Figura 2.34: Amostra de solo-betume do trecho Belém – Icapuí (Ceará), removido em 1989 (Fotos do autor).

VOGT (1982) cita que a estabilização com betume é necessária quando não se encontra agregados que atendam às normas com relação a granulometria e plasticidade. Ela é amplamente utilizada no mundo inteiro podendo-se destacar os Estados Unidos, Inglaterra e França.

WILDE (2008) comenta que, de modo geral, a estabilização de solos com betume não é especificamente orientada para a concepção e construção de revestimentos. Geralmente encontram-se na literatura estudos voltados para a camada de base dos pavimentos. Inclusive os estudos de estabilização de solos com betume para aplicação em base são maiores do que para revestimento de rodovias.

Em WILDE (2008) é relatada uma pesquisa desenvolvida na comarca de Blue Earth, no estado de Minnesota (EUA), com o objetivo de estabelecer métodos de concepção mecanicista para a construção de rodovias estabilizadas com betume. Os pesquisadores procuraram determinar a espessura ideal da camada estabilizada, as propriedades dos materiais para projeto e os custos de construção. Avaliar e melhorar os métodos existentes de determinação da capacidade de carga em pista, entretanto, não foi pesquisado as características dos materiais com relação à fadiga.

O processo de estabilização da superfície destas rodovias envolve a colocação de uma camada granular de até 25 cm. A mistura de emulsão asfáltica de ruptura lenta com taxa aproximada de 5% e profundidade de 10 a 18 cm, é realizada utilizando-se máquina de reciclagem “in loco” a frio (figura 2.35). Após uma a duas semanas de cura é colocada uma capa selante na superfície. Espera-se atingir de 5 a 7 anos para que seja colocado um novo revestimento.



Figura 2.35: Estabilização betuminosa que envolve a nova mistura de cascalho e emulsão (WILDE, 2008).

O custo de manutenção da estabilização betuminosa apresentou uma redução de 363 dólares por milha/ano se comparadas às alternativas de melhoramento das rodovias

de cascalho. A alternativa mais cara foi à mistura asfáltica a quente com custo de \$5.196 por milha/ano, seguida da manutenção da superfície de cascalho de \$4.160 e colocação de revestimento em mistura asfáltica a quente em \$2.460 (WILDE, 2008).

Outros benefícios também podem ser incluídos com a estabilização betuminosa como: conforto ao rolamento, uma maior aderência trazendo segurança ao usuário, a quase eliminação de problemas de poeira, uma redução na utilização de recursos naturais devido à perda de solo com o tráfego; redução nos custos de manutenção e um melhoramento relativamente barato.

Entretanto, como desvantagens da estabilização betuminosa podem-se destacar: uma maior solicitação do pavimento e o problema de segurança devido essas vias não terem sido projetadas geometricamente para maiores velocidades. Apesar destes inconvenientes, os investigadores concluíram que a estabilização betuminosa é a melhor escolha para a manutenção de estradas de baixo volume, tanto em termos econômicos e de qualidade de rolamento (WILDE, 2008).

No Canadá utiliza-se a estabilização betuminosa das camadas do pavimento (figura 2.36) como uma técnica eficaz de reabilitação tornando as bases resistentes e duráveis, capazes de suportar uma ampla variação nas cargas de tráfego. Trata-se de um serviço atraente devido ao seu custo reduzido, de baixo impacto ambiental e facilidade de construção. Na figura 2.37 é mostrada a colocação de uma camada granular estabilizada com emulsão em uma estrada regional (MILLER GROUP, 2007).



Figura 2.36: Estabilização betuminosa de base de pavimento (MILLER GROUP, 2007).



Figura 2.37: Camada granular estabilizada com betume (MILLER GROUP, 2007).

SANT'ANA (2009) desenvolveu uma importante pesquisa resgatando a técnica do solo-betume ou solo-emulsão como revestimento de pavimentos de baixo volume de tráfego, através de ensaios de laboratório e da implantação de trechos experimentais. A pesquisa iniciou-se com os ensaios tradicionais de caracterização dos solos e dos ligantes. As misturas foram compactadas e os corpos de prova foram colocados em cura para identificar-se a influência do tempo e da forma de cura na melhoria das características tecnológicas. Também foram determinadas as propriedades mecânicas para qualificação do solo-emulsão e compará-lo com os materiais normalmente adotados na pavimentação da ilha de São Luis no estado do Maranhão.

Em laboratório SANT'ANA (2009) constatou a dificuldade de homogeneização uniforme do solo com a emulsão, observando-se grãos bem envolvidos outros sem nenhum envolvimento (figura 2.38). Trata-se de uma informação importante pois provavelmente irá influenciar na qualidade do revestimento no campo. O teor de emulsão utilizado foi de 5% em peso. Este valor foi definido com base no valor médio descritos na bibliografia especializada e nas informações de técnicos com experiência profissional. Dois trechos experimentais foram construídos com controle tecnológico de laboratório e monitorados através da deflectometria e acompanhamento da evolução dos defeitos através de visitas periódicas. A partir deste estudo foi possível propor procedimentos de laboratório e de um método construtivo aplicável para pavimentos na região abrangida pela pesquisa.



Figura 2.38: Dificuldade na homogeneização da mistura do cascalho laterítico com emulsão (SANT'ANA, 2009).

Na figura 2.39 é apresentada uma seqüência ilustrativa da construção do trecho experimental. Os procedimentos construtivos do trecho foram realizados conforme a seqüência descrita a seguir:

- inicialmente o caminhão pipa fez uma irrigação na camada de base para facilitar a etapa seguinte;
- escarificação com profundidade aproximada de 5 cm;
- nova irrigação de água para se aproximar da umidade ótima;
- destorroamento e homogeneização da base;
- aplicação de emulsão asfáltica;
- homogeneização;
- regularização;
- compactação final.

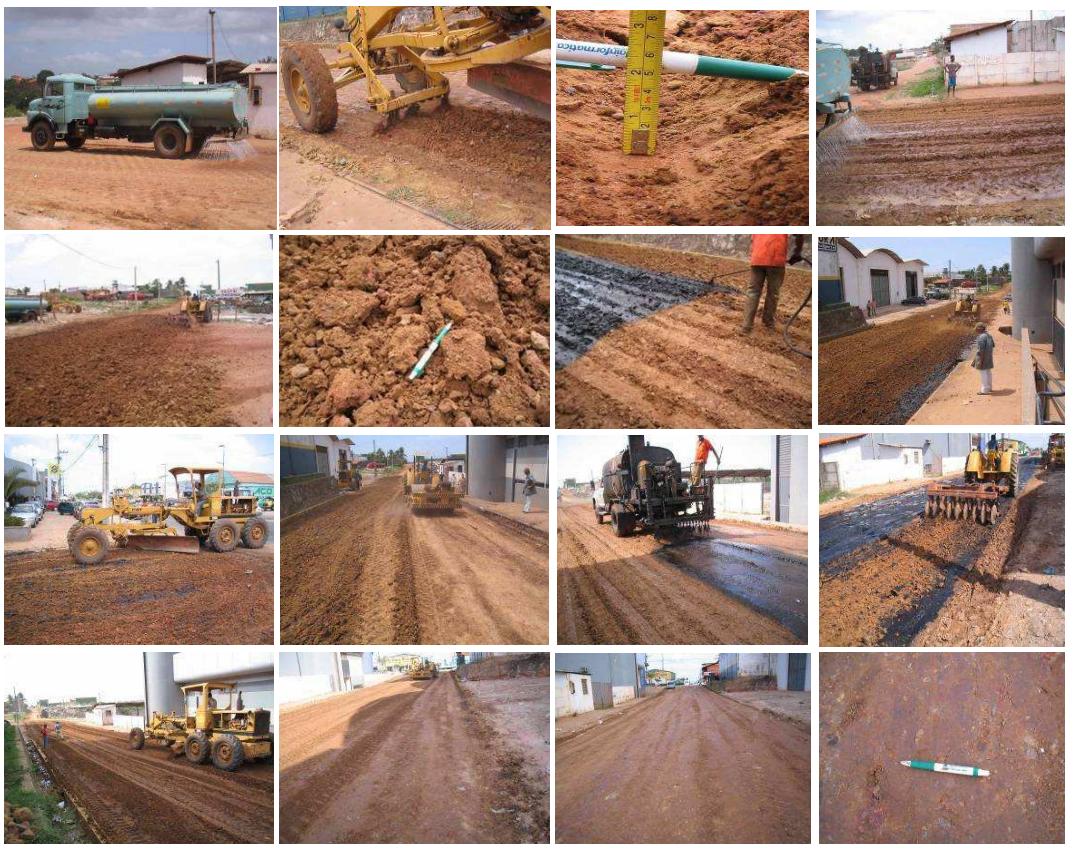


Figura 2.39: Seqüência construtiva de revestimento tipo solo-betume (SANT'ANA, 2009).

Ainda segundo SANT'ANA (2009) a colocação de uma capa selante (figura 2.40) só ocorreu após 60 dias da execução do solo-betume. O atraso foi devido o período de

chuvas na região. Os trabalhos de execução da capa selante ocorreram na seqüência descrita a seguir:

- varrição da superfície do solo-betume para remoção do material solto;
- aplicação de emulsão (RR-2C) com uma taxa de 1,8 l/m²;
- espalhamento manual do agregado fino (pó-de-pedra);
- em seguida realizou-se a compactação com rolo liso metálico.



Figura 2.40: Trecho em serviço com capa selante (SANT'ANA, 2009).

SANT'ANA (2009) através dos dados obtidos na pesquisa em laboratório com o solo-emulsão, bem como as avaliações dos trechos experimentais possibilitaram ao pesquisador propor uma metodologia de laboratório para a citada mistura e de um procedimento construtivo de pavimentos visando à melhoria da técnica na região e sugere que esses estudos possam ser extrapolados para outros solos e regiões.

GONDIM (2008) realizou pesquisa visando à melhoria das propriedades geotécnicas de solo para base de rodovias com baixo volume de tráfego. A técnica empregada foi à estabilização de solo com utilização de betume. A região onde se encontra implantado o Agropólo do Baixo Jaguaribe (Ceará) é pobre em materiais com as características tradicionalmente exigidas para camadas de um pavimento. Em virtude dos poucos recursos disponíveis para implantação da infra-estrutura viária, aumenta-se a importância dos estudos buscando soluções alternativas para melhorar as características dos solos locais.

A referida autora acredita que a mistura com emulsão asfáltica em virtude das suas propriedades aglutinantes e impermeabilizantes possa ser uma opção para o aproveitamento dos materiais lindeiros. Por isso foram selecionados três solos da área e realizadas misturas com emulsão do tipo RL-1C. As variáveis investigadas foram:

- teor de emulsão (2%, 5% e 8%);

- tempo de cura (0, 7 e 28 dias);
- distribuição da emulsão nos CPs de forma uniforme ou em gradiente decrescente (figura 2.41).



Figura 2.41: Detalhe dos CPs dos três solos estabilizados com distribuição de emulsão em gradiente utilizados na pesquisa (GONDIM, 2008).

As misturas solo-betume foram submetidas a ensaios de medição da resistência mecânica (resistência à tração indireta, resistência à compressão simples, módulo de resiliência e índice de suporte Califórnia). Também foram testados com relação à abrasão e ao desgaste utilizando os ensaios adaptados de WTAT (Wet Track Abrasion Test) e LWT (Loaded Wheel Test) de acordo com o proposto por DUQUE NETO (2004). A partir dos resultados dos ensaios observou-se que a adição do betume contribuiu para aumentar a resistência dos materiais pesquisados, entretanto, ficou evidente que o teor de umidade na amostra no momento do ensaio também tem influência nos resultados encontrados. A presença de sílica na amostra parece também influenciar na qualidade do solo-betume. GONDIM (2008) concluiu que o solo C pode ser utilizado como base pela boa resistência mecânica e ao desgaste, bem como uma baixa susceptibilidade à ação da água. Portanto, existe solo na região do baixo Jaguaribe que devidamente dosado com emulsão asfáltica podem ser utilizados em camadas de base em rodovias de baixo volume de tráfego.

CAVALCANTE *et al.* (2009) apresentam resultados de pesquisa com três solos do estado de Sergipe estabilizados com betume. Um solo arenoso (SM), o segundo areno-argiloso (SC-MC) e, o terceiro, argilo-siltoso (CL). As granulometrias dos solos são apresentadas na tabela 2.12.

Tabela 2.12: Granulometria dos solos da pesquisa (CAVALCANTE *et al.*, 2009).

Classificação	SM		SC-MC		CL
Composição	(%)	Composição	(%)	Composição	(%)
Pedregulho	2,4	Pedregulho	1,9	Pedregulho	0,1
Areia	79,8	Areia	58,7	Areia	7,5
Silte	1,9	Silte	8,4	Silte	37,5
Argila	15,9	Argila	31,1	Argila	54,9

Para a estabilização, utilizou-se a emulsão asfáltica catiônica do tipo RL-1C, com teores variando entre 2% e 8%, em massa. Os ensaios para uma caracterização geotécnica dos materiais foram: compactação na energia do Proctor Intermediário, Índice de Suporte Califórnia (ISC), Resistência à Compressão Simples (RCS) e Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT). Para avaliar a influência da emulsão no ganho de resistência dos solos, inicialmente as amostras foram ensaiadas nas condições “in natura”, e os resultados foram comparados com os das misturas solo-emulsão após um período de cura de sete dias. Os resultados mostraram que a cura tem uma forte influência na estabilização.

CAVALCANTE *et al.* (2009) concluíram que os três solos tiveram um aumento de resistência na mistura com emulsão. O ganho de resistência, principalmente em termos de RCS, se deu nos solos mais argilosos para um teor de emulsão de até 2%. No solo mais arenoso, o aumento de resistência ocorreu mais significativamente para os teores de emulsão no intervalo de 4% a 8%, significando que quanto maior a quantidade da fração areia no material, maior será o percentual de emulsão para estabilizá-lo. Nos solos mais argilosos houve pouca melhoria na sua resistência.

O que se observa, nesta pesquisa, é que a melhoria das qualidades geotécnicas dos solos, sofre influência de forma variada de fatores como: o tipo de ensaio, as frações granulométricas, a variação dos teores de betume e a cura.

2.2.6 Tratamentos Superficiais Simples e Duplo

De acordo com ABEDA (2001) o tratamento superficial por penetração é um das técnicas mais antigas de se fazer um revestimento asfáltico econômico, capaz de viabilizar as rodovias secundárias com baixo volume de tráfego. Estes podem ser

utilizados em bases granulares, recuperação de superfícies de pavimentos degradados, mas que ainda possuam boas condições estruturais.

O tratamento superficial é um método de reabilitação de pavimentos asfálticos que podem ser utilizados para todas as classes de rodovias, desde as denominadas de baixo volume de tráfego até as grandes rodovias interestaduais. Ele melhora e protege a superfície de rolamento do pavimento a um custo relativamente baixo. Embora praticamente não incremente um reforço estrutural direto, os benefícios indiretos proporcionados por esta técnica prolongam a vida útil do pavimento (AASHTO, 1993).

LEITE (1964) relata que, em 1942, a AASHO (American Association of State Highway Officials) em “Specification for bituminous surface treatment of highways” definiu os tratamentos superficiais que foi traduzida pelo DNER e colocado no seu Manual de Pavimentação transcrita a seguir como sendo: “capas de rolamento em que o agregado é colocado uniformemente sobre o material betuminoso, aplicado previamente sobre a pista, e cuja espessura, admite essa definição, embora nem sempre seja assim, é aproximadamente igual à maior dimensão dos agregados pétreos”. A AKZO NOBEL (2008) considera o tratamento superficial como um revestimento ou um tratamento de superfície em que um ligante asfáltico é espalhado sobre uma superfície de estrada e coberto com agregados de tamanho único e em seguida compactado. Podem ser colocadas camadas sobrepostas desde que utilizem agregados de dimensões menores do que a anterior.

De forma semelhante com pequenas variações encontram-se definidos os tratamentos superficiais em MELO e SANTANA (1970), LARSEN (1985), DNIT (2006) e BERNUCCI et al. (2007) como revestimentos asfálticos de espessura delgada construídos pela aplicação sucessiva de ligante e posterior espalhamento e compressão de camada de agregados com granulometrias apropriadas. Dependendo do número de camadas de agregado são denominados de tratamentos superficiais: simples (TSS), duplo (TSD) e triplo (TST).

Dos tipos de tratamentos superficiais apenas o TSS e o TSD são geralmente utilizados nas rodovias de baixo volume de tráfego. O TSS inicia com aplicação de ligante de uma única vez e com posterior cobertura da camada de agregado. Nesse caso

a penetração do ligante ocorre de forma invertida (de baixo para cima). Nos tratamentos duplos a camada inicial é semelhante ao tratamento simples, mas no 2º banho a penetração do ligante ocorre das duas formas tanto direta como invertida. A espessura acabada depende do diâmetro máximo da 1ª camada e varia de 5 a 20mm.

No início do século XIX, tanto na Inglaterra quanto na França observou-se à possibilidade de aglomeração das partículas de agregados usando-se alcatrões residuais originados da fabricação de gás de iluminação (BUZATTI, 1987). Entretanto somente em 1867, na Europa foram aplicadas às primeiras técnicas dos tratamentos superficiais em multicamadas, usando areia e alcatrão, em seguidas foram abandonadas. Segundo Hewes (1942) apud BUZATTI (1987) atribui-se a Guglielminetti, em 1894, o desenvolvimento das primeiras experiências realizadas sobre controle.

Após o aparecimento do automóvel, em 1906 houve um retorno a essa técnica, empregado quase que exclusivamente como tratamento anti-pó. A conseqüente necessidade de facilitar o deslocamento do automóvel determinou, a partir de 1924, uma procura de melhores tipos de ligantes, de novas técnicas construtivas e de materiais mais adequados, notadamente na Inglaterra. A emulsão asfáltica, desde a década de 1920, ocupa um lugar de destaque nos métodos de tratamentos utilizados à época.

Posteriormente em países como a África do Sul, Austrália e Nova Zelândia os tratamentos superficiais foram ganhando importância. Após a segunda grande guerra mundial, estes foram colocados em segundo plano, tendo em vista que para a reconstrução da malha rodoviária européia danificada e para atender ao crescimento do tráfego pesado, passou-se a utilizar quase que exclusivamente os revestimentos com misturas usinadas a quente (BUZATTI, 1987). Os tratamentos superficiais só voltaram a reaparecer nas últimas décadas como opção de revestimentos econômicos para rodovias de baixo e médio volume de tráfego. Entretanto deve-se ressaltar que erros, construtivos, aliados ao uso de equipamentos obsoletos e as dosagens improvisadas foram às causas, ocasionaram descrédito em relação aos tratamentos superficiais.

LIBERATORI *et al.* (2002) citam que a experiência estrangeira tem mostrado vida útil na faixa de 5 a 7 anos para os tratamentos superficiais que utilizam emulsão modificada por polímero. O FHA (2000) cita que nos EUA, vários estados utilizam,

rotineiramente, nas rodovias estaduais e interestaduais os revestimentos do tipo tratamentos superficiais com emulsão de alto desempenho. Esses estados recomendam o uso dos tratamentos superficiais em rodovias, com quatro faixas de rolamento, com tráfego superior a 7.500 veículos/dia.

A AASHTO (1993) considera a determinação do tráfego e a condição do pavimento existente antes da execução do tratamento superficial como extremamente importantes na previsão da vida útil desta técnica de reabilitação. A tabela 2.13 apresenta a provável vida útil de tratamentos superficiais simples e duplos aplicados sobre pavimentos com tráfego leve a moderado, conforme a AASHTO. Deve-se ressaltar que no Brasil têm-se conhecimentos de rodovias federais e estaduais com revestimentos em TSD com mais de 15 anos e em boas condições de rolamento.

Tabela 2.13: Vida útil dos tratamentos superficiais simples e duplos (AASHTO, 1993).

Tipo de tratamento superficial	Vida útil observada (em anos)
Tratamento superficial simples (TSS)	3 a 5
Tratamento superficial duplo (TSD)	4 a 6

Recentemente, no Brasil com o surgimento dos equipamentos modernos de aplicação de ligante e de distribuição de agregados, e principalmente a produção de emulsões polimerizadas iniciou-se a técnica dos tratamentos superficiais para correção de defeitos em superfície de rodovias com alto volume de tráfego. LIBERATORE *et al.* (2002) afirma que no Brasil, a primeira restauração em TSD de alto desempenho para uma concessionária foi feita para a Concessionária de Rodovias Tebe S.A. situada no noroeste paulista, próxima a cidade de Bebedouro. O tráfego na região é caracterizado pela presença de treminhões para o transporte de cana de açúcar com um volume na ordem de 3.000 veículos por dia e número N da ordem de 5×10^6 .

Os levantamentos realizados após um ano em operação, de acordo com LIBERATORE *et al.* (2002), é que a Concessionária tem expectativa que o trecho tenha durabilidade mínima de 6 anos, embora o projeto espera que ele tenha vida útil de até 09 anos. A Concessionária espera com a utilização da técnica dos tratamentos superficiais de alto desempenho otimizar o seu plano de investimentos e dessa forma adiar possíveis

intervenções mais complexas, que geraria desconforto aos usuários e principalmente, maiores custos para a empresa.

No Ceará o 1º trecho construído pelo Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem - DAER com revestimento em tratamento superficial (duplo) foi a CE-060 entre Quixadá - Iguatu, em 1968, com extensão aproximada de 226 km (CHAVES e PARENTE, 2004). Atualmente é o revestimento com maior extensão na malha rodoviária estadual. Os tratamentos superficiais simples e duplos representam 63% da malha pavimentada (DERT, 2006). Desse total os trechos com revestimento em tratamento superficial que atendem as rodovias de baixo volume de tráfego e representam aproximadamente 13% (766,6 km).

A malha estadual revestida com revestimento em tratamento superficial simples toda ela possui um baixo volume de tráfego. A sua implantação iniciou-se no final dos anos 90 até recentemente, através do programa denominado CEARÁ II (Convênio Governo do Estado do Ceará com o BID), objetivando fazer a ligação entre sedes municipais.

Os projetos dos revestimentos em tratamentos superficiais simples seguiram a norma DERT-ESP 10/00 (DERT, 2000). A caracterização geotécnica e controle dos materiais pétreos utilizados como agregados foram: granulometria, índice de forma e abrasão Los Angeles.

Segundo CHAVES *et al.* (2004) as faixas granulométricas adotadas foram as do tipo II (#5/8" - #3/8") em trechos com tráfego cujo número N encontrava-se no intervalo de $7,5 \times 10^4$ a $2,5 \times 10^5$ e tipo III (#3/8" - #1/4") para tráfego com número $N \leq 7,5 \times 10^4$. As taxas de agregados variaram, de modo geral entre 11,0 a 16,0 kg/m² e as de ligante (incluindo o banho diluído) entre 1,5 a 1,7 l/m². Esses valores foram obtidos através de pesquisa nos "as built" dos trechos implantados.

A granulometria dos agregados para atender estas faixas aceita um máximo de 5% retido na peneira de maior diâmetro e 8% passando na de menor diâmetro. O índice de forma maior ou igual a 0,5 e abrasão Los Angeles inferior ou igual a 40%. Esses

valores não são difíceis de serem atingidos tendo em vista, de modo geral, a boa qualidade das rochas no Ceará.

Alguns procedimentos que contribuem para a qualidade dos tratamentos são importantes como: a produção do agregado na obra para garantir a uniformidade da granulometria e o acabamento superficial da base, para evitar reflexo da irregularidade na superfície (CHAVES *et al.*, 2004). A figura 2.42 apresenta fotos ilustrativas do desmonte e britagem dos agregados e da superfície de uma base pronta para ser imprimada.



Figura 2.42: Desmonte e produção da brita na obra e aspecto da superfície de uma base a ser imprimada (CHAVES *et al.*, 2004).

O tratamento superficial simples (TSS) após a cura da imprimação, inicia-se com a aplicação de um banho de emulsão (RR-2C) e em seguida distribui-se a camada de agregado. Nesse momento, é fundamental o trabalho de correção manual do agregado. Por se tratar de uma camada única o agregado deverá estar bem distribuído para evitar excessos ou falta, ficando a imprimação exposta.

Nos trechos implantados no início do programa foi recomendada a faixa tipo III, mas posteriormente foi substituída pela faixa do agregado do Tipo II no qual a brita é mais graúda (dimensões entre 16 e 10mm) ficando a superfície mais rugosa, com melhores resultados de acabamento e de resistência ao desgaste. A “compactação” foi realizada com rolo de pneus e também foi utilizado posteriormente o rolo também. Passado alguns dias o segundo banho é aplicado com emulsão diluída em água. A figura 2.43 apresenta uma seqüência ilustrativa de fotos dos procedimentos construtivos e mostra no detalhe o aspecto final do revestimento.



Figura 2.43: Sequência de fotos dos procedimentos construtivos do TSS (Fotos do autor).

O autor desta tese gostaria de enfatizar que ao contrário do que muitos técnicos pensam, a construção de uma camada de TSS é muito mais complexa do que uma de TSD, onde a segunda camada de agregado, além de travar melhor a primeira ela corrige alguma deficiência. O ideal é tentar colocar uma taxa de agregado correta. Entretanto na prática isto não é tarefa fácil ficando a indecisão entre uma taxa com menos agregado e fazer a complementação posteriormente ou aplicar com excesso e fazer a remoção posteriormente.

Existem desvantagens em ambos os casos, na primeira, se houver falha em algum local que necessita de agregados com pouco tempo haverá desgaste da imprimção surgindo à panela. No segundo caso, se a remoção manual do excesso não ficar bem feito o tráfego realizará esta remoção (agregado junto com ligante aderido). Isto fica evidenciado pelo excesso de brita nos acostamentos e como consequência formação de panelas. Este problema também é válido para o TSD. A figura 2.44 traz seqüência de fotos ilustrando os dois problemas.



Figura 2.44: Ilustração dos problemas que podem ocorrer nos TS por falta ou excesso de agregados (Fotos do Autor).

O autor da presente pesquisa destaca também, o cuidado especial que também se deve ter na aplicação das taxas de ligante. A não conformidade da aplicação pode levar a defeitos idênticos aos descritos anteriormente. A dificuldade de uniformidade na aplicação do ligante devido às condições do carro espargidor contribui para o surgimento de um defeito denominado falha de bico. A evolução deste tipo de problema desgasta a imprimação e ocasiona o início da formação de panelas (figura 2.45).

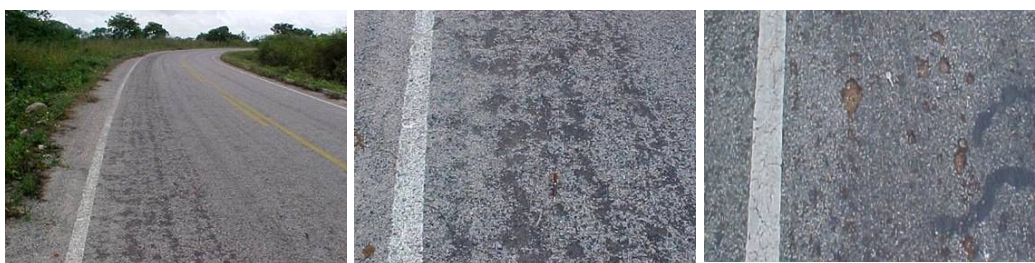


Figura 2.45: Vista geral mostrando a evolução do defeito de falha de bico, o desgaste e o início de pequenas panelas na trilha de roda externa do TSS (Fotos do autor).

Além dos problemas descritos anteriormente outros cuidados precisam ser tomados durante a construção para evitar o aparecimento de defeitos precoces e melhorar as condições de superfície dos tratamentos superficiais simples. Entre estes, destacam-se problemas relacionados com a compactação. Devido à largura reduzida da seção de pavimentação, deve-se ter atenção para a compactação junto às extremidades do pavimento. Dessa forma, evita-se o surgimento de deformações permanentes longitudinais nas trilhas de roda ou próximo à borda do revestimento (figura 2.46).

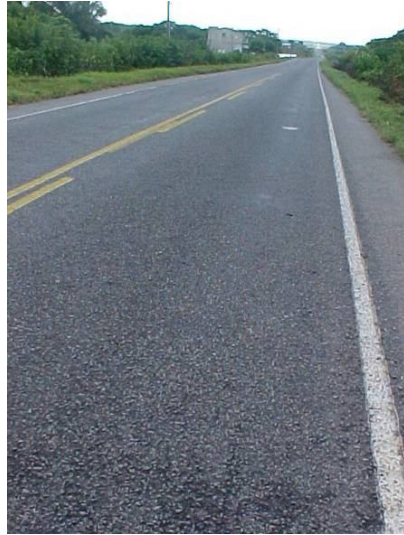


Figura 2.46: Problemas de afundamento de trilha de roda e nas bordas do revestimento, por deficiência de compactação ou seção do pavimento estreita (Fotos do autor).

CHAVES *et al.* (2004) sugerem que bases com cascalho quartzoso de granulometria muito grossa devem ser evitadas. Eles podem contribuir para que ocorra uma concentração de seixos na superfície do revestimento, dificultando o acabamento e provocando maior irregularidade, principalmente, no caso do TSS com brita de diâmetro máximo 3/8 de polegadas (10mm), que por ser muito delgado reflete as imperfeições de acabamento superficial da base. Essa ocorrência também contribui para ocasionar desgaste no revestimento, pois o agregado sobre o seixo é arrancado pelo tráfego com facilidade. O resultado final desta ação é o surgimento inicialmente de pequenas panelas, como mostra a figura 2.47.



Figura 2.47: Revestimento em TSS, aparecendo no revestimento o seixo rolado da base. E como consequência o surgimento de panelas (CHAVES *et al.*, 2004).

CHAVES *et al.* (2004) citam ainda, que as jazidas de solos utilizadas como base no Ceará, de modo geral, possui pequenas espessuras (faixa de 0,50 a 0,60m) o que acarreta uma excessiva presença de raízes. A dificuldade da perfeita retirada deste material gera um ponto em que logo começa a ocorrer desgaste deixando a mesma exposta na superfície e dando início à formação de panela, como mostra a figura 2.48.



Figura 2.48: Presença de raiz próxima à superfície da base facilita o desgaste pontual dando início ao surgimento de panela (Foto do Autor).

Com relação aos tratamentos superficiais duplos no Ceará, o autor ressalta que eles representam 54% das rodovias pavimentadas e que destes cerca de 7,5% atendem às rodovias de baixo volume de tráfego. Atualmente os projetos do TSD seguem a norma DERT-ESP 11/00 (DERT, 2000).

CHAVES e PARENTE (2004) selecionaram três trechos para análise dos procedimentos construtivos, taxas de agregados e ligantes, etc. As informações técnicas são reais, pois foram obtidas do controle tecnológico de pista. Os trechos em TSD selecionados para comentários, com suas respectivas extensões estão listados a seguir:

- Cristais (BR-116) - Morada Nova (72,4 km)
- Croatá (BR-222) - Pentecoste (21,2 km)
- Russas - Divisa CE/RN (41,7 km)

A faixa granulométrica das camadas indicada nos projetos dos trechos analisados é a de Classe IV-III. Esta é recomendada pela especificação DERT-ESP 11/00 do DERT (2000) para os tratamentos superficiais duplo com um número $N < 10^6$, a faixa encontra-se expressa na tabela 2.14.

Tabela 2.14: A faixa granulométrica do TSD pelas especificações do DERT, 2000.

CLASSE	Dmaior (1ªcam.) - dmenor (1ªcam.)	Dmaior (2ªcam.) - Dmenor (2ªcam.)
IV - III	3/4" - 3/8"	3/8" - 1/4"

CHAVES e PARENTE (2004) comentam que além do enquadramento da brita na faixa escolhida, ainda é necessário que os materiais atendam os parâmetros tecnológicos de: granulometria, resistência ao desgaste e forma. As especificações em DERT-ESP 11/00 (DERT, 2000) recomendam os seguintes valores:

- % retida na # de maior D $\leq 5\%$
- % passa na # de menor d $\leq 8\%$
- % passa na # n° 10 $\leq 3\%$
- % passa na # n° 200 $\leq 1\%$
- Índice de forma $\geq 0,5$
- Los Angeles $\leq 40\%$

Os ligantes utilizados nos trechos analisados foram às emulsões asfálticas do tipo RR-2C cujas taxas médias obtidas no controle tecnológico encontram-se discriminados na tabela 2.15.

CHAVES e PARENTE (2004) comentam que no Ceará a totalidade da seqüência de construção destes revestimentos é de penetração invertida na 1ª camadas, isto é, aplica-se a camada de ligante e posteriormente a de agregado. A 2ª camada é mista com penetração invertida e direta com o 3º banho de ligante diluído em água. O terceiro banho, de modo geral, é realizado após alguns dias de abertura ao tráfego.

Tabela 2.15: Taxas médias de emulsão utilizadas nos TSDs dos trechos (CHAVES e PARENTE, 2004).

TRECHOS	1º Banho (l/m ²)	2º Banho (l/m ²)	Banho diluído: água/emulsão (l/m ²)	Taxa Total (l/m ²)
Cristais - Morada Nova	1,32	1,22	1,00 (0,33 Emulsão)	2,87
Croatá - Pentecoste	1,27	1,27	0,83 (0,60 Emulsão)	3,04
Russas - Divisa CE/RN	1,00	1,20	1,00 (0,5 Emulsão)	2,70

CHAVES e PARENTE (2004) destacam que no acabamento final dos acostamentos dos tratamentos superficiais duplos não existe uma padronização de execução. Nos três trechos os procedimentos construtivos foram executados de forma diferente, cujos processos encontram-se discriminados na tabela 2.16. A figura 2.49 apresenta uma vista geral dos trechos comentados na citada tabela.

Tabela 2.16: Condições dos trechos analisados com relação aos procedimentos construtivos dos acostamentos (CHAVES e PARENTE, 2004).

TRECHOS	ACOSTAMENTOS	3º BANHO (Diluído)
Cristais - Morada Nova	Revestidos com agregados da 2ª camada	Sem banho
Croatá - Pentecoste	Revestidos com agregados da 1ª camada	Com banho
Russas - Divisa CE/RN	Revestidos com agregados da 2ª camada	Com banho



Figura 2.49: Vista geral dos trechos: Cristais – Morada Nova, Croata – Pentecoste e Russas – Divisa CE/RN, logo após construção em 2003 (Fotos do autor).

Apesar do processo construtivo dos tratamentos superficiais duplos serem reconhecidamente artesanais, com relação à pista de rolamento não existem grandes diferenças no acabamento final. No entanto, ficam com aparências distintas, principalmente pela não uniformidade no acabamento dos acostamentos. Esse fato ocorre devido os procedimentos de acabamento por vezes depender da maior

experiência de um dos técnicos (projetista, consultor, construtor) envolvidos na obra, ou às vezes por decisão da própria fiscalização do DER/CE.

2.2.7 Otta Seal

Segundo OVERBY (1999) os revestimentos do tipo Otta Seal foram construídos pela primeira vez no vale do Otta na Noruega (figura 2.50) entre os anos de 1963 e 1965, como novidade e em caráter experimental. Ele tem sido usado em países de continentes distintos destacando-se a Noruega (4.000 km), Suécia (4.000 km), Islândia (2.000 km). Na região do SADC têm-se: Botsuana (1.000 km), Kenya (500 km), Tanzânia (100 km) Zimbabwe (80 km) e em outros países com menores extensões.



Figura 2.50: Vale do Otta onde se originou o Otta seal (OVERBY, 1999).

OLOO *et al.* (2003) apresenta observações sobre trechos experimentais construídos na África do Sul onde se pode destacar o da província de KwaZulu-Natal. OVERBY (2006) cita que existe de 10 a 15 km de Otta seal no Chile mas não comenta detalhes sobre esta aplicação na América do Sul. Em Bangladesh 20 km foram construídos de forma artesanal com equipamentos simples e tendo como base o trabalho manual (OVERBY, 1999).

WATERS (2009) comenta a partir do monitoramento de quatro trechos experimentais o desempenho do Otta seal implantado em regiões distintas da Nova Zelândia. Nos Estados Unidos JOHNSON (2003) apresenta um estudo comparativo entre o Otta seal e outras opções de revestimentos para rodovias de baixo volume. JOHNSON e PANTELIS (2008) descrevem as condições de trechos revestidos com

Otta seal desde 2001. Foi utilizada como ligante uma emulsão asfáltica exclusiva (HFMS-2s) e a compactação realizada com rolos de pneus e o tráfego. Em SD LTAP (2009) é comentada a construção do primeiro trecho, em South Dakota, utilizando a técnica do Otta seal visando à redução de custos em revestimentos de rodovias de baixo volume de tráfego.

Na literatura encontra-se que países com mais experiência na aplicação do Otta seal têm obtido bons resultados. O seu projeto é empírico e durante a construção é necessário determinar-se em seções teste as taxas adequadas de aplicação do material. A figura 2.51 apresenta, como ilustração, vista geral de rodovias de vários países com aplicação do Otta seal (agregados britados ou seixos quartzosos) e que se encontram em serviço já há alguns anos, apresentando resultados satisfatórios. Entretanto, deve-se destacar, que na bibliografia consultada existe relatos de trechos com resultados não satisfatórios ou segmentos deteriorados por falta de operações de manutenção.



Figura 2. 51: Vista geral de trechos com Otta seal em vários países (OVERBY e PINARD, 2006 e 2007).

Em OVERBY (1999) o Otta seal é definido basicamente como um revestimento asfáltico com espessura variando de 16 a 32mm constituído por uma mistura de agregados (cascalho natural ou rochas britadas) e ligantes asfálticos de baixa viscosidade (figura 2.52), com ou sem a utilização de uma capa selante de areia. Após o processo de compactação da camada de agregados com equipamentos mecânicos e do

tráfego, o ligante asfáltico sobe através dos vazios dos agregados resultando numa matriz densa e resistente.

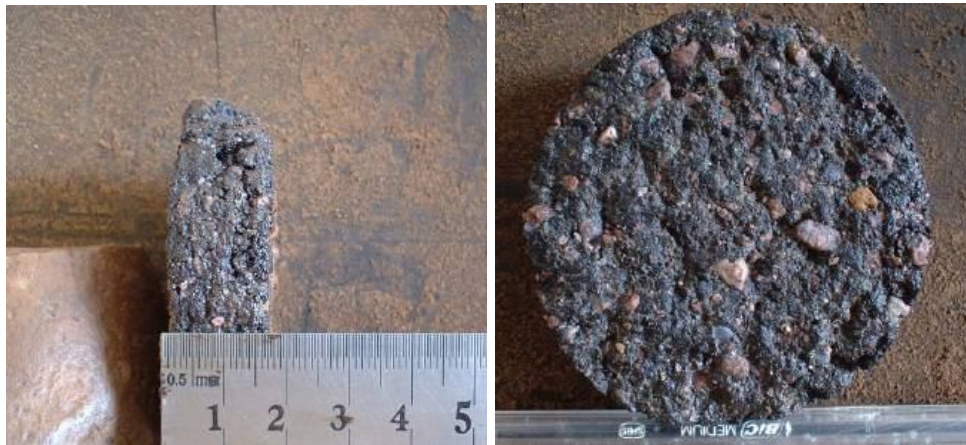


Figura 2.52: Amostra de Otta seal simples (OVERBY, 2006).

Existem basicamente dois tipos de Otta seal em número de camadas, podem ser consideradas três opções de graduação granulométrica e a colocação ou não de uma capa selante com areia pode ser analisada. Na tabela 2.17 são apresentadas às condições que podem ser escolhidas como solução de revestimento, condições de aplicação com relação ao tráfego e expectativa de vida útil em função do tipo de revestimento adotado.

Tabela 2.17: Opções de revestimentos do tipo Otta seal em relação ao tráfego (OVERBY e PINARD 2008).

Tipo	Adicional	Aplicação	Expectativa de vida (anos)
Otta seal simples	Sem capa selante	Selagem temporária e reselagem.	5 - 6
Otta seal simples com capa selante	Capa selante com areia fina	TDM \leq 500 veíc./dia	9 - 11
	Capa selante com areia de rio ou pó de pedra britada		10 - 12
Otta seal duplo		TDM $>$ 500 veíc./dia	12 - 15

De acordo com OVERBY (1999) os ligantes asfálticos normalmente utilizados na África são os cimentos asfálticos de petróleo (CAP 150/200) ou os asfaltos diluídos de cura média (CM800 ou CM3000). A escolha dos “cut back” depende das condições do tempo, o CM800 somente é utilizado no período frio. Na tabela 2.18 é recomendada,

de maneira geral, à taxa de ligante à quente a serem aplicadas nos revestimentos do tipo Otta seal.

Tabela 2.18: Recomendações das taxas de ligante para o Otta seal (OVERBY E PINARD, 2007).

TRÁFEGO (VPD)	Taxas de ligante à quente (l/m²)
< 100	1,8 - 2,2
100 - 500	1,8 - 2,0
> 500	1,6 - 1,8

A tabela 2.19 traz as recomendações propostas, em OVERBY (1999), para as características geotécnicas e de granulometria dos agregados a serem utilizados no Otta seal. Para tráfego acima de 1000 veíc./dia não se deve utilizar a faixa aberta. A figura 2.53 apresenta graficamente os limites das faixas granulométricas proposta para os agregados constituintes do Otta seal na tabela 2.19.

Tabela 2.19: Características geotécnicas e granulométricas dos agregados (OVERBY, 1999).

Características Geotécnicas	Especificações	Faixas de Graduação		
Índice de plasticidade	max. 10	TMD		
Índice de Desgaste	max. 30	< 100	100 - 1000	> 1000
Abertura das peneiras (mm)	Faixa Geral Granulométrica (% passando)	Graduação Aberta (% passando)	Graduação Média (% passando)	Graduação Densa (% passando)
19	100	100	100	100
16	80 - 100	80 - 100	84 - 100	93 - 100
13,2	52 - 100	52 - 82	68 - 94	84 - 100
9,5	36 - 98	36 - 58	44 - 73	70 - 98
6,7	20 - 80	20 - 40	29 - 54	54 - 80
4,75	10 - 70	10 - 30	19 - 42	44 - 70
2,00	0 - 48	0 - 8	3 - 18	20 - 48
1,18	0 - 38	0 - 5	1 - 14	15 - 38
0,425	0 - 25	0 - 2	0 - 6	7 - 25
0,075	0 - 10	0 - 1	0 - 2	3 - 10

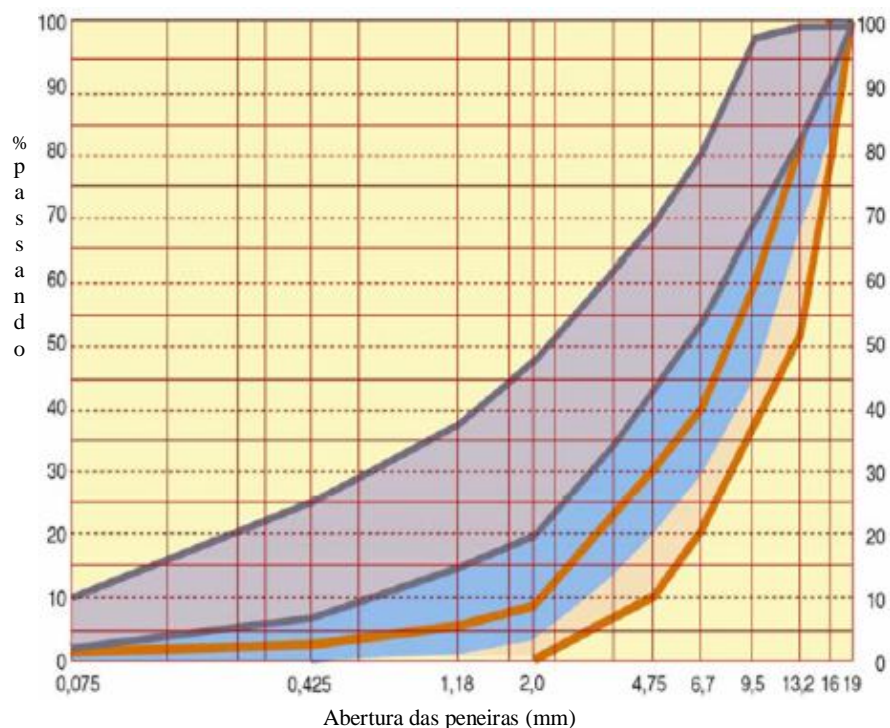


Figura 2.53: Limites da faixa granulométrica do Otta seal (OVERBY, 1999).

OLOO *et al.* (2003) citam que o tamanho máximo dos agregados é de 16 mm, no entanto, pode ser aceito até 19 mm desde que seja aplicada na construção da primeira camada do Otta seal duplo. Uma quantidade adequada de agregado deve ser aplicada para garantir excesso de material por toda a superfície durante o processo de compactação e no período inicial de cura do revestimento. Conforme OLOO *et al.* (2003) e WATERS (2009) a construção do revestimento do tipo Otta seal (figura 2.54) segue resumidamente os seguintes passos, descritos a seguir:

- varrição da base deixando-a livre de poeira;
- utilização de um leve banho de água sobre a base para abrir os poros facilitando a penetração do ligante na base. A superfície pode ou não ser imprimada antes da aplicação do ligante;
- aplicar uma taxa de agregado de 1,3 a 2,0 m³ para 100 m² de pendendo da graduação do agregado. Quanto mais densa for à graduação mais alta será a taxa de aplicação;
- aplicação do ligante à quente a uma taxa que vai depender da graduação do

agregado e do tráfego (tabela 2.19);

- a compactação deve necessariamente ser repetida após alguns dias após a inicial;
- permitir o tráfego com velocidade controlada sobre a superfície da rodovia até uma perfeita adesão da mistura ligante agregado. Os agregados soltos, em excesso, pelo tráfego deverão ser varridos da superfície nas primeiras duas ou três semanas após a construção.

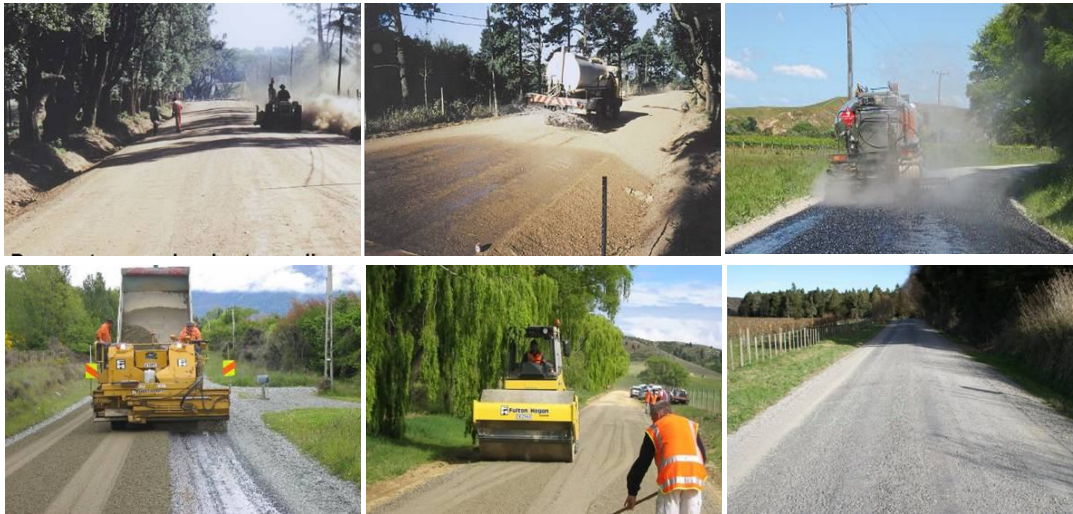


Figura 2.54: Seqüência construtiva de trecho experimental com Otta seal (WATERS, 2009).

De acordo com GREENING *et al.* (1999) o Otta seal tem mostrado bom desempenho até mais de 12 anos em estradas com tráfego até 300 veículos/dia. Problemas ocasionais podem ocorrer em função da fraca ligação entre o revestimento e a base, mas é provável que por ser os agregados pontiagudos em base de material fino pode ocorrer agulhamento, nesta circunstância a imprimação é recomendada. Revestimentos com agregados de graduação grosseira são geralmente de textura mais fechada do que os revestimentos convencionais, por esta razão os cascalhos graduados, podem revelar-se mais duráveis como revestimento.

2.2.8 Areia asfalto usinada a quente

A definição de areia asfalto usinada a quente pode ser encontrada com facilidade nas publicações, manuais, artigos, etc. sobre pavimentação. A especificação DERT-ES-

P 14/00 define esta como: “revestimento flexível, resultante de uma Mistura Asfáltica a Quente em usina apropriada, de agregado miúdo, material de enchimento (fíler) e cimento asfáltico (CAP), espalhado e comprimido à quente”. De acordo com MELO (1986) os CAPs precisam de altas temperaturas para que se tornem trabalháveis, enquanto que o aquecimento do agregado tem por finalidade facilitar o envolvimento pelo ligante e manter a temperatura evitando uma queda rápida o que comprometeria a compactação da mistura.

Segundo SANT’ANA (2001) o estudo da areia-asfalto a quente teve seu início em algumas regiões dos EUA pela ausência de materiais pétreos como, por exemplo, os estados de Massachussetts, Delaware, etc., na França na região de Indre-et-Loire, Loir-et-cher, etc., Oriente Médio, na Argentina e Austrália. Ainda de acordo com SANT’ANA (2001) a técnica da areia asfáltica à quente teve seu início no Brasil pela região Sul, mas não logrou sucesso. No Norte e Nordeste é onde se encontra a maior extensão deste tipo de revestimento.

A areia asfáltica usinada a quente (AAUQ) é um tipo de mistura betuminosa que atende com segurança em rodovias de baixo a médio volume de tráfego, embora existam registros de bom desempenho mesmo em rodovias de alto volume de tráfego, desde que baixo em termos de carga. Esta mistura tem uma extensão relevante na maioria dos Estados da região Norte e Nordeste do Brasil.

Segundo SANTANA (1996), entre os estados do Nordeste, o Maranhão e grande parte do Piauí são reconhecidamente regiões carentes de agregados pétreos sendo esta razão imperiosa para utilização de areias asfálticas como revestimento de suas rodovias.

SANT’ANA (2009) destaca que as areias asfálticas usinadas à quente ainda mantêm-se predominante nas rodovias estaduais maranhense. Cerca de 48% da malha é pavimentada, sendo que 45% é revestida com AAUQ. O pesquisador atribui este alto percentual a dificuldade de encontrarem-se rochas no Estado, bem como, pela falta de alternativas de outros tipos de revestimentos que pudessem atender principalmente as rodovias de baixo volume de tráfego.

SANTANA (1996) cita que já naquela época a areia asfalto a quente começava a ter uma tendência de redução na sua extensão restringindo-se às regiões sem agregados pétreos. Duas das principais razões são: o preço e o crescimento do tráfego. O crescimento no preço do asfalto encareceu a mistura que necessita de cerca de 3% de CAP a mais do que o CBUQ. No caso do tráfego alto SANTANA (1996) sugere a utilização do CBUQ substituindo a AAUQ e nas rodovias de tráfego médio sugere a utilização do TSD como mais vantajosa.

O Ceará, ao contrário dos estados do Maranhão e parte do Piauí, possui na maior parte de seu território rochas com excelentes características tecnológicas para serem utilizadas em misturas asfálticas. O que é do conhecimento do autor é que um dos fatores que contribuiu para a utilização da areia asfalto seria a facilidade de exploração dos materiais e na época o preço da mistura, pois o CAP não entrava no preço, este era fornecido pelo contratante. Com a inclusão do preço do CAP às misturas usinadas a quente (tabela de preços da Secretaria de Infra-estrutura do Ceará – SEINFRA) o maior consumo de asfalto pelos agregados finos levou o custo da areia asfáltica, em certo período, a valor superior ao do concreto asfáltico.

As areias asfálticas a quente que tiveram a maior extensão na malha rodoviária estadual chegando a mais de 50% em determinada época, atualmente ela representa cerca de 19% da malha pavimentada do DER/CE. Deve-se ressaltar que, na malha revestida com AAUQ, cerca de 13% são de rodovias com baixo volume de tráfego.

Apesar da utilização da AAUQ há bastante tempo não se desenvolveu no Brasil linha de pesquisas para aumentar o conhecimento científico deste tipo de revestimento. Nas décadas de 60 e 70 foram publicados alguns trabalhos importantes sobre o tema e que ainda hoje são referência.

SANT'ANA (2001) comenta que apesar da evolução de novos conceitos quanto à classificação de solos tropicais (NOGAMI e VILLIBOR, 1995) e ao comportamento mecânicos dos materiais aplicados nas camadas do pavimento (MEDINA e MOTTA, 2005) não houve uma evolução no estudo das misturas de areias asfálticas a quente se comparadas às outros tipos de misturas à quente.

No final dos anos 90 começaram a surgir alguns estudos e dissertações de mestrado sobre o comportamento mecanístico da areia asfáltica a quente. Destaque-se BOTTIN Fº (1997) e BOTTIN Fº *et al.* (1997) pesquisando a utilização de areias finas de origem eólico-marinha como agregados em misturas asfálticas para aplicação como bases e revestimento de pavimento no Rio Grande do Sul.

ALDIGUERI *et al.* (2000) pesquisou o comportamento das AAUQ quanto às deformações permanentes utilizando o simulador de tráfego tipo LCPC e ALDIGUERI (2001) estudando o comportamento mistura asfálticas com areia fina (*top soil*) do Ceará sob a luz de ensaios mecanísticos. SANT'ANA (2001) apresenta um estudo sobre a influência dos finos aderidos à fração areia no comportamento da mistura asfáltica em areias do Maranhão. Entretanto, estas pesquisas ainda são poucas tendo em vista a importância que esta mistura asfáltica tem para o Norte e Nordeste brasileiro.

De acordo com SANTANA (1996) a dosagem da mistura areia asfáltica a quente é feita de acordo com a metodologia Marshall. A granulometria deve ser enquadrada em uma das três faixas apresentadas na tabela 2.20 de acordo com DNER ME 043/97.

Tabela 2.20: Faixas granulométricas para AAUQ (DNER ME 043/97).

PENEIRA ASTM	mm	A	B	C	TOLERÂNCIA
					DA FAIXA DE PROJETO
N.º 4	4,8	100	100	100	± 5
N.º 10	2,0	90 – 100	90 – 100	85 – 100	± 5
N.º 40	0,42	40 – 90	30 – 95	25 – 100	± 5
N.º 80	0,18	10 – 47	7 – 60	8 – 62	± 3
N.º 200	0,074	0 – 7	0 – 10	0 – 12	± 2

Os parâmetros volumétricos como: volume de vazios (V_v – 3 a 8%), relação betume vazios (RBV – 65% a 82%) e vazios do agregado mineral (mínimo 22%). A estabilidade para uma compactação Marshall com 50 golpes/face para suportar um $N \leq 5 \times 10^6$, que é compatível com o tráfego da região deverá ser de 200 a 450 kg.

Um ensaio importante para garantir a qualidade das misturas de areias asfálticas à quente é o equivalente de areia (MEDINA,1962) que na especificação do DNIT

(DNER ME 54/94) exige que o EA \geq 55%. Entretanto esse limite para as areias do Nordeste é muito alto.

O DER/CE em suas especificações (DERT-ES-P 14/00) para areia asfáltica usinada a quente admite um EA \geq 40%. Tendo em vista este ensaio ser realizado no material que passa na # n° 4 (4,8mm) envolvendo pois o fíler natural – pó que passa na # n° 200 (0,074mm) – que é substancialmente eliminado quando atravessa o tambor secador da usina, principalmente quando se trata de areia de campo com bastante finos. Areias com valores de EA < 40% também poderão ser admitidas desde que após o material ter passado pelo tambor/secador o controle tecnológico verifique que a areia apresenta um EA \geq 55%.

A partir de meados desta década o DNIT vem realizando uma atualização em suas normas e apresentou novas faixas para as areias asfálticas a quente (DNIT 032/2005-ES) como mostra a tabela 2.21. Os parâmetros volumétricos foram mantidos os mesmos da norma anterior e com relação à compactação foi considerada apenas a de 75 golpes/face, exigindo estabilidade mínima de 300 kgf.

O autor da presente pesquisa gostaria de destacar que, dificilmente serão encontradas, no estado do Ceará, areias naturais a serem utilizadas em AAUQ que se enquadrem nestas faixas propostas na tabela 2.21 propostas pelo DNIT.

Tabela 2.21: Faixas granulométricas para AAUQ (DNIT 032/2005-ES).

Designação		A	B	Tolerâncias
Tamanho Nominal		4,76 mm	2,0 mm	
Peneiras		Porcentagem total passando (por peso)		
Nome	Abertura (mm)			
3/8"	9,50	100	-	-
N.º 4	4,75	80 – 100	100	\pm 5
N.º 10	2,00	60 – 95	90 – 100	\pm 4
N.º 40	0,42	16 – 52	40 – 90	\pm 4
N.º 80	0,18	4 – 15	10 – 47	\pm 3
N.º 200	0,075	2 - 10	0 – 7	\pm 2
Emprego		Revestimento	Revestimento	-
% Cimento Asfáltico		5 - 12	7 - 12	\pm 0,3

Enquanto o DNIT reduz para apenas duas faixas para as misturas do tipo AAUQ, a especificação D 1073 – 07 (ASTM, 2007) para agregado fino a ser utilizado em misturas asfálticas apresenta cinco faixas de graduação, apresentada na tabela 2.22, o que representa mais opções de enquadramento de areias naturais como agregados de misturas asfálticas.

Tabela 2.22: Faixas granulométricas para mistura asfáltica da especificação D 1073-07 (ASTM, 2007).

Peneiras ASTM		Quantidade de agregados que passa por peneira (%)				
Nome	mm	Graduação 1	Graduação 2	Graduação 3	Graduação 4	Graduação 5
3/8"	9,50	100	-	-	100	100
N.º 4	4,75	95 - 100	100	100	80 - 100	80 - 100
N.º 8	2,36	70 - 100	75 - 100	95 - 100	65 - 100	65 - 100
N.º 16	1,18	40 - 80	50 - 74	85 - 100	40 - 80	40 - 80
N.º 30	0,60	20 - 65	28 - 52	65 - 90	20 - 65	20 - 65
N.º 50	0,30	7 - 40	8 - 30	30 - 60	7 - 40	7 - 46
N.º 100	0,15	2 - 20	0 - 12	2 - 25	2 - 20	2 - 30
N.º 200	0,075	0 - 10	0 - 5	0 - 5	0 - 10	-

SANTANA (1996) destaca que as espessuras das camadas de areia asfalto no Nordeste variam de 2,5 a 6,0 cm. No Ceará estas variam entre 3,0 e 5,0 cm, com os valores menores em recapeamento e os maiores como camada sobre base. A figura 2.55 apresenta vistas gerais de trechos com revestimento em AAUQ no Ceará.



Figura 2.55: Vistas gerais de trechos com revestimento em AAUQ no Ceará (Fotos do autor).

O autor desta pesquisa gostaria de destacar um fator pouco comentado, na literatura sobre areia asfáltica a quente, que é o desgaste. Entretanto isto não é notado tendo em vista que ele ocorre de forma uniforme. A experiência do autor, através de observações de campo, poderia estimar que ao final do período de projeto (cerca de 10 anos) em um tráfego médio a espessura da camada poderá ter uma redução de cerca de 50% ou mais.

2.2.9 Misturas asfálticas usinadas a frio do tipo PMF e AAUF

SANTANA (1993) comenta que as misturas asfálticas a frio são geralmente feitas com emulsões asfálticas catiônicas, cuja característica principal é a mistura ser realizada, espalhada e compactada à temperatura ambiente. ABEDA (2001) recomenda que a aplicação seja realizada quando as condições ambientais apropriadas, sem chuvas, com o tempo estável e temperatura acima de 10°C.

A definição para os pré-misturados a frio (PMF) pode ser encontrada com muita semelhança em toda a literatura específica. Entretanto o autor optou pela definição do DNIT em DNER ES 317/97 que diz: “uma mistura executada à temperatura ambiente em usina apropriada, composta de agregado mineral graduado, material de enchimento (fíler) e emulsão asfáltica, espalhada e comprimida a frio”. O PMF pode ter diversas aplicações, a saber: revestimento, base, regularização ou reforço do pavimento.

Conforme consta em SANTANA (1993) os pré-misturados a frio podem ser classificados em três grupos distintos em função da sua granulometria volume de vazios quando compactado (tabela 2.23). O pré-misturado a frio aberto (PMFA) que “é o PMF com pequena ou nenhuma quantidade de agregado miúdo e com muito pouco ou nenhum fíler, ficando após a compactação com um grande teor de vazios”. O pré-misturado a frio semi-denso (PMFsD) “é o PMF com quantidade média de agregado miúdo e com pouco ou nenhum fíler, ficando após a compactação com um médio teor de vazios”. E finalmente o pré-misturado a frio denso (PMFD) “é o PMF com quantidade apreciável de agregado miúdo podendo não conter ou conter fíler até com alto teor, ficando após a compactação com um teor de vazios relativamente baixos”.

Tabela 2.23: Grupos de pré-misturado a frio em função dos vazios da mistura (SANTANA,1993)

Pré-Misturados a Frio	V_v (%)
PMFA - Pré-misturado a frio aberto	$V_v > 22$
PmFsD - Pré-misturado a frio semi-denso	$22 \geq V_v > 15$
PMFD - Pré-misturado a frio denso	$V_v \leq 15$

As recomendações para misturas com granulometria com graduação densa ou aberta são válidas para os pré-misturados a frio (graduação graúda) com para as areias asfálticas a frio (graduação mais fina). A AKZO NOBEL (2008) especifica para

misturas a frio de graduação aberta (finos < 2%) uso de emulsões contendo solvente (ruptura média) suficiente para dar características diferenciadas à mistura.

As aplicações podem ser para base, revestimentos de superfície em rodovias de baixo volume, remendos, reperfilagem, recuperação de acostamentos. Dependendo da boa adesividade da emulsão com os agregados, as misturas podem ser realizadas de imediato em operações de mistura em pista, algumas horas após a produção ou ser armazenadas por semanas ou meses.

Com relação aos pré-misturados a frio densos, a AKZO NOBEL (2008) destaca que por serem misturas livres de solvente compostas de agregados graduados britados e emulsões de ruptura lenta que permite a mistura em usinas de mistura a frio fixas e móveis ou no local. As misturas densas são utilizadas principalmente como camadas de base, revestimento e reperfilamento. Elas geralmente precisam ser seladas. O filler pode ser adicionado com a emulsão com o objetivo de aumentar mais rapidamente as resistências aos esforços e a água. Na tabela 2.24 foram colocadas juntas as faixas granulométricas dos pré-misturados a frio aberto (PMFA), denso (PMFD) e semi-densos (PMFsD). Na tabela se encontra o provável consumo de ligante por faixa.

Tabela 2.24: Faixas para mistura asfáltica do tipo PMFA, PMFD e PMFsD (AKZO NOBEL, 2008).

ASTM	Quantidade de agregados que passa por peneira (%)				
	PMFA		PMFD		PMFsD
Abertura de peneiras	Revestimento c/20 mm	Revestimento c/10 mm	Revestimento c/20 mm	Revestimento c/10 mm	Revestimento
mm	Graduação 1	Graduação 2	Graduação 1	Graduação 2	Graduação 1
25,4	100		100		
19,0	90 - 100		90 - 100		90 - 100
12,7	-	100	-	100	75 - 95
9,50	20 - 55	85 - 100	60 - 80	90 - 100	60 - 80
4,75	0 - 10	-	35 - 65	60 - 80	40 - 60
2,36	0 - 5	0 - 10	20 - 50	35 - 65	25 - 45
1,18	-	0 - 5	-	20 - 50	14 - 30
0,60	-	-	-	-	8 - 18
0,30	-	-	3 - 20	6 - 25	5 - 10
0,15	-	-	-	-	3 - 8
0,075	0 - 2	0 - 2	2 - 8	2 - 10	2 - 5
Ligante	3,8 - 4,8	3,6 - 4,8	3,8 - 4,8	3,6 - 4,8	3,8 - 4,6

SANTANA (1993) traz um histórico do desenvolvimento dos PMFs que teve seu início na década de 50 nos EUA, destacando os trabalhos na década de 60 na Costa do Pacífico com misturas mais abertas e em seguida revestidas com TSS. Em meados da década de 70 nos Estados do Oregon e de Washington, iniciou-se uma interessante pesquisa sobre os PMFs mais abertos sob a coordenação da “*Oregon State University - OSU*”. Em 1976, a OSU realizou levantamentos em vários segmentos de rodovias em PMFs mais abertos fazendo-se avaliações subjetivas e objetivas, extrações de corpos de prova para determinações de módulo de rigidez, teor de asfalto residual, penetração e viscosidade no CAP recuperado, parâmetros físicos e granulometria dos agregados. Estes levantamentos foram repetidos a cada 5 anos por um período de 15 anos.

No Brasil, os pré-misturados começaram ser aplicados a partir de 1966, na forma de PMFA, com emulsão catiônica de ruptura média em camadas de regularização e reforço na restauração da rodovia Presidente Dutra (Rio/São Paulo). A década de 70 os PMFA e os PMFsDs foram utilizados em camadas desde a regularização ao binder, porém em menor escala como revestimento. Os revestimentos em PMF eram delgados com espessura máxima de 5,0 cm e sem aplicação da capa selante SANTANA (1993).

Durante a década de 80 houve um considerável aumento no emprego dos PMFs na forma de graduação mais densa. SCHLOSSER (1987) comenta que as primeiras especificações para serviços de aplicação dos PMFs foram introduzidas pela Chevron, posteriormente pela prefeitura de São Paulo e IPR com a aprovação em 06/10/1980 pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem-DNER das Normas Rodoviárias DNER-ES-105-80 – Pré-Misturado a Frio com Emulsão Asfáltica e DNER-ES-106-80 – Pré-Misturado Tipo Macadame.

Com a crise energética a partir de 1979, os Projetos de Restauração Rodoviária do DNER foram modificados passando a ser adotada como solução uma camada de pré-misturado a frio (PMF e Macadame) com espessura variada e uma capa em concreto asfáltico (CBUQ). A solução foi aplicada em várias rodovias com sucesso e também com insucessos com surgimento de trincas precocemente (15 dias a um ano).

A inspeção técnica feita nos trechos mostrou falhas tanto nos projetos das misturas a frio quanto a quente. Como exemplo dos projetos a frio pode-se destacar a

necessidade de uma dosagem mais adequada com melhores características tecnológicas da mistura. O problema dos revestimentos a quente de modo geral estava relacionado a sua composição granulométrica o que ocasionou uma mistura com rigidez excessiva o que contribuiu para o surgimento do processo de trincamento (SCHLOSSER, 1987).

As misturas asfálticas a frio com emulsão, segundo THANAYA (2007) trata-se de uma mistura de agregados e emulsão asfáltica em equipamentos mecânicos, à temperatura ambiente. É produzido, na República da Indonésia, de forma relativamente simples, embora existam algumas dificuldades nos procedimentos de projeto.

As misturas a frio (PMFs), na Indonésia, também são mais apropriadas para condições de baixo a médio volume de tráfego ou para ligação de regiões mais remotas. Elas ainda são consideradas inferiores a mistura de asfalto quente.

As três principais preocupações que existem sobre os PMFs são: alta porosidade (volume de vazios) da mistura compactada, a resistência inicial baixa (por conter água) e longo tempo de cura (perda por evaporação da água e dos voláteis), necessário para alcançar seu desempenho máximo. A Empresa de Pesquisa Chevron, na Califórnia, realizou estudos da cura completa das misturas asfálticas a frio e concluiu que esta ocorre em um período entre 2 e 24 meses dependendo das condições do tempo (THANAYA, 2007).

Vários técnicos e pesquisadores, onde se podem destacar SANTANA (1965), LOPES e KASUGA (1976), VOGT (1978a e 1978b), ASSUMPCÃO e REIS (1979), SCHLOSSER, MATTOS e MAUAD (1988), ÁVALOS e OLIVEIRA (1993) dentre outros, que a partir da década de 1960 ao início da década de 1990 apresentaram excelentes trabalhos nos principais fóruns de pavimentação do Brasil. Estes trabalhos contribuíram para o desenvolvimento da técnica através da narração das respectivas experiências dos autores no projeto e construção (materiais, dosagem, fabrico, aplicação, etc) dos pré-misturados a frio.

No Paraná, GAYER (1980) cita que foram realizados vários trechos em PMFs em substituição a outros revestimentos e com custos mais baixos. Apresenta sugestões nos procedimentos construtivos. Ele conclui que após visita de inspeção aos trechos

pôde-se comprovar a não existência de defeitos que pudesse inviabilizar a técnica. Os resultados obtidos com os pré-misturados a frio mostram que existe viabilidade técnico-econômica para utilização como camada de revestimento asfáltico.

VOGT (1980) realizou um levantamento das características dos pré-misturados a frio que foram aplicados em cerca de 1.000 km (mais de 3,5 milhões de toneladas) nas rodovias federais cujo ligante foi à emulsão RM-1C. As formulações que obtiveram êxito foram tratadas pela análise estatística e permitiu estabelecer recomendações sobre teor de ligante, vazios, RBV, estabilidade e fluência. O principal encontrado foi a exudação mesmo em pré-misturados a frio com teores de vazios acima dos 20%. Deve-se destacar que os problemas observados podem ser evitados de forma simples, apenas com um controle tecnológico tradicional.

Ainda de acordo com VOGT (1980) no período de 1963 a 1968 foi colocado um reforço em pré-misturado a frio na Via Presidente Dutra com espessura variando de 13 a 35 cm cujo comportamento foi considerado excelente. A referida camada esteve exposta ao tráfego em média por 30 dias, em seguida foi capeada com uma mistura à quente do tipo CBUQ com espessura de 6 cm. Em uma análise de superfície após 12 anos em serviço pode-se observar que não existia presença de trincas nem de deformações plásticas, portanto encontrava-se em perfeito estado de conservação.

MEDINA *et al.* (1982) apresentaram os resultados de uma pesquisa com a aplicação de ensaios mecânicos nos pré-misturados a frio. Inicialmente seriam realizados ensaios de compressão diametral sob cargas repetidas com as misturas com granulometria fechada, densa, semi-densa e aberta. Também seriam extraídos corpos de prova de trechos no estado do Rio de Janeiro. Posteriormente este espectro foi ampliado com a inclusão de amostras extraídas de 05 trechos do estado do Paraná.

Algumas conclusões são destacadas como os valores de módulo de resiliência 1.000 a 10.000 kg/cm². O grupo de misturas fechadas e densas apresenta uma variação menor (6,5 a 17%) do que as semi-densas e abertas (7,2 e 47%). Como era de se esperar, verificou-se um crescimento do módulo de resiliência com a idade dos pré-misturados a frio. Estruturalmente haverá um ganho com a utilização de um PMF como

um binder, ocorrendo um aumento na vida de fadiga e ocasionando uma redução na espessura do revestimento final em CBUQ (MEDINA *et al.*,1982).

RIBEIRO (1991) realizou importante pesquisa sobre dosagem com pré-misturados a frio de graduação aberta (duas faixas granulométricas) utilizando agregados granito-gnássico e emulsão catiônica do tipo RM-1C. Desenvolveu uma metodologia de compactação estática para preparação dos corpos de prova em prensa manual com capacidade até 60 KN. Em laboratório desenvolveu-se uma forma de acelerar a perda de umidade através de uma câmara de dissecação a vácuo e determinou os valores de resistência à tração estática e o módulo de resiliência dos corpos de prova dos pré-misturados a frio.

RIBEIRO e MEDINA (1990) constataram a influência da temperatura ambiente na drenagem da água durante a cura das misturas a frio. Através de ensaios, sob condições de temperatura ambiente controlada (25°C, 29°C e 34°C) confirmou-se esta influência. Foi realizada análise dos dados, com equações e curvas.

MELLO (1992) cita uma importante aplicação de PMFD conjuntamente com lama asfáltica na recuperação funcional de algumas rodovias sob jurisdição do DER do Paraná, dando uma sobrevida aos pavimentos e trazendo economia para o Estado. O PMFD era espalhado com patrol fazendo um reperfilamento (preenchendo as falhas de bico) e a lama asfáltica dando a uniformidade final. Ele apresenta várias dosagens que foram aplicadas e os respectivos trechos. Mas observando-se a granulometria do agregado do PMF (pedrisco 3/8" + pó de pedra) pode-se considerar que estes pré misturados se enquadram na faixa das areias asfálticas a frio com agregado artificial devido a ausência da fração graúda.

A especificação DNER ES 317/97 estabelece que os pré-misturados a frio podem se enquadrar em quatro faixas granulométricas com suas respectivas tolerâncias, apresentadas na tabela 2.25. Deve ser utilizado o método Marshall modificado (DNER-ME 107/94) para obtenção das condições de vazios (5-30% estabilidade (mínima 250 kgf para 75 golpes e 150 kgf para 50 golpes) e fluência (2,0 a 4,5 mm).

Tabela 2.25: Faixas granulométricas do PMF (DNER ES 317/97).

Peneiras		% mínima passando				
Pol.	mm	A	B	C	D	TOLERÂNCIA (faixa de projeto)
1"	25,4	100	-	100		± 7
3/4"	19,1	75 - 100	100	95 - 100	100	± 7
1/2"	12,7	-	75 - 100	-	95 - 100	± 7
3/8"	9,5	30 - 60	35 - 70	40 - 70	45 - 80	± 7
N.º 4	4,8	10 - 35	15 - 40	20 - 40	25 - 45	± 5
N.º 10	2,0	5 - 20	10 - 25	10 - 25	15 - 30	± 5
N.º 200	0,075	0 - 5	0 - 5	0 - 8	0 - 8	± 2
% de Betume		4 - 6	4 - 6	4 - 6	4 - 6	± 2

No Estado do Ceará, existe um trecho em pré-misturado a frio na BR-116, segmento Russas - Peixe Gordo com extensão de 48 km cuja obra foi concluída em 1967. Atualmente encontra-se com 43 anos em serviço com comportamento satisfatório, ultrapassando em muito o tempo de vida previsto para este tipo de revestimento.

Segundo informações verbais do Engº Roberto Ribeiro construtor da referida obra, os componentes da mistura foram: agregado de seixo rolado quartzoso britado e ligante tipo RC-2 que era o único disponível na época. Ele atribui parte do bom desempenho à utilização de “dope” no ligante por ser o agregado de seixo quartzoso. A mistura foi em usina e a massa estocada por até 4 dias, com operações de aeração para remoção do solvente (gasolina). Informou ainda que o espalhamento foi com acabadora sem vibrar a mesa para evitar fechar a massa dificultando a aeração final, pois a compactação era realizada com rolo tandem após 24 horas de espalhamento na pista.

O referido trecho, visitado pelo autor apresentava trincas com erosão um desgaste abaixo do normal para a idade deste, mas não apresentava deformações nem afundamento de trilha de roda significante. O DNIT colocou uma lama em 2000 e em 2005 estava soltando as placas enquanto o PMF permanece inalterado, conforme mostra a figura 2.56.



Figura 2.56: Vista geral da BR-116 com revestimento em PMF e após a aplicação de lama.

Nas rodovias da malha estadual o autor desconhece a existência ou que se tenha construído algum trecho com revestimento em pré-misturado a frio com utilização de agregado pétreo britado. Existe Distrito Operacional do DER/CE que algumas vezes acrescenta brita nas misturas de areia asfalto a frio transformando-a num pré-misturado para operação de tapa-buraco principalmente para revestimentos em TSD, mas sem controle granulométrico.

Outro tipo de mistura betuminosa a frio geralmente utilizada como revestimento em rodovias de baixo volume de tráfego e em pavimentos de baixo custo é a areia asfáltica usinada a frio (AAUF). Esta pode ser definida como uma mistura formada por areia grossa quartzosa de rio, de campo ou agregado fino artificial e emulsão asfáltica catiônica misturada a frio (temperatura ambiente) em usina ou na pista. Em ABEDA (2001) a areia asfáltica a frio é definida como “o produto resultante da mistura, em equipamento apropriado, de emulsão asfáltica catiônica e agregado miúdo, com a presença ou não de material de enchimento (fíler), espalhado e compactado a frio”.

VIEIRA (1960) apresentou um trabalho, na 1ª Reunião de Pavimentação na cidade do Rio de Janeiro, descrevendo a metodologia utilizada na construção de um revestimento em areia asfalto a frio por processo molhado (“*wet sand*”). O trecho experimental foi na BR-16/31, no estado de Mato Grosso, cujos componentes foram: areia do rio Coxipó, água, cal extinta como fíler, o agente umectante foi o alcatrão de baixa viscosidade (RT-3 – Especificações Americanas) e o ligante foi um asfalto diluído do tipo RC-2. O trecho apresentava-se em boas condições até a data do relato.

SANTANA (1996) narra que as primeiras misturas de AAUF no Nordeste foram no ano de 1956. Os primeiros estados a utilizarem estas misturas foram Ceará, Alagoas

e Bahia tendo como ligante o CR-2, hoje CR-250, chamado na época de RC-2 (rapid curing) e vinha de navio em tambores o que tornava mais fácil o seu manuseio. Nessa época o Ceará desenvolveu um plano de pavimentação tendo como revestimento areia asfalto a frio.

MELO (1986) em um estudo sobre areias asfalto listou algumas vantagens e desvantagens das misturas a frio se comparadas com as misturas a quente. Como vantagens listaram-se:

- fácil produção;
- não exigem aquecimento do agregado;
- são fabricadas em instalações simples e de custo baixo;
- permitem espalhamento com motoniveladora;
- permitem estocagem;
- apresentam vantagens para aplicação na conservação.

Como desvantagem MELO (1986) citou:

- são susceptíveis de maior desgaste;
- deve-se ter maior cuidado com a adesividade;
- são mais sensíveis à água;
- exigem “dopes” para certo agregados;
- exigem cura da mistura.

Devo destacar que à época desta listagem de vantagens e desvantagens das misturas a frio por MELO (1986) não havia uma preocupação mais forte com a questão ambiental, que é atualmente a maior vantagem destes tipos de mistura. O agregado da mistura geralmente é uma areia de rio, portanto sua exploração não necessita de desmatamento, não prejudica a fauna e é recomposto anualmente. Devo lembrar que os rios e riachos do Ceará assim como de grande parte do Nordeste são sazonais e a maioria está seca durante o período de estiagem.

SILVEIRA (1999) realizou pesquisa, em laboratório, com areia asfáltica a frio com agregado proveniente de rio do estado do Ceará. O objetivo principal foi comparar o desempenho da mistura de areia asfalto a frio produzida com emulsão convencional e

com emulsão polimerizada, com relação à deformação permanente e ao desgaste, para verificar se a mistura com ligante modificado apresenta melhor desempenho.

Os ensaios utilizados para esta comparação foram o creep estático, creep dinâmico (deformação) e o ensaio Cantabro (desgaste). Com relação ao desgaste os resultados mostraram que as misturas apresentaram bom desempenho. Entretanto, tendo em vista as dificuldades no desenvolvimento do ensaio de creep não foi possível constatar que a utilização de emulsão modificada por polímero apresentasse misturas de areia asfalto a frio com maiores resistências.

SILVEIRA (1999) teve dificuldades de desenvolver sua pesquisa em função de não conseguir trabalhar, em laboratório, corretamente a mistura a frio. No entender do autor, a utilização da compactação Marshall com 75 golpes/face força uma melhoria nas características das misturas, o que não é coerente com o baixo volume de tráfego e de carga. Deve-se destacar que SILVEIRA (1999) comenta a ausência de faixas granulométricas no Ceará para enquadramento da mistura asfáltica usinada a frio.

Segundo REIS *et al.* (2003) a escolha da técnica da areia asfáltica usinada a frio vai depender de fatores como a natureza da areia, clima e nível de tráfego. Condições climáticas adversas para as misturas a frio com emulsão catiônica são: a alta umidade e as temperaturas amenas. Estas dificultam a aeração para perda de umidade importante para a qualidade das misturas a frio. Apesar da inexistência de especificações técnicas consagradas recomenda-se adotar como boa prática à execução de camadas máximas de 4,0 cm compactadas.

REIS *et al.* (2003) destacam ainda que os agregados podem estar úmidos, porém não devem estar saturados. A emulsão (RM-1C ou RL-1C) deverá ser determinada em função do tipo de agregado (quantidade de finos) e da composição mineralógica dos seus grãos. Os procedimentos construtivos das areias asfálticas usinadas a frio, ilustrados na figura 2.57, seguem os serviços tradicionais da pavimentação com cuidados especiais no espalhamento e na cura do material, seguindo as seguintes etapas:

1. compactação da base e em seguida é realizada a imprimação da base com asfalto diluído (CM-30 ou CM-70);
2. mistura areia-emulsão em usina apropriada;

3. transporte;
4. enleiramento da mistura na pista e espalhamento com patrol;
5. nivelamento e uniformização da espessura da camada;
6. compactação deve ser iniciada preferencialmente com rolo metálico liso e em seguida entra o rolo de pneus de pressão variada;
7. e finalmente a liberação do tráfego que está diretamente ligado ao tipo de emulsão utilizada na mistura.

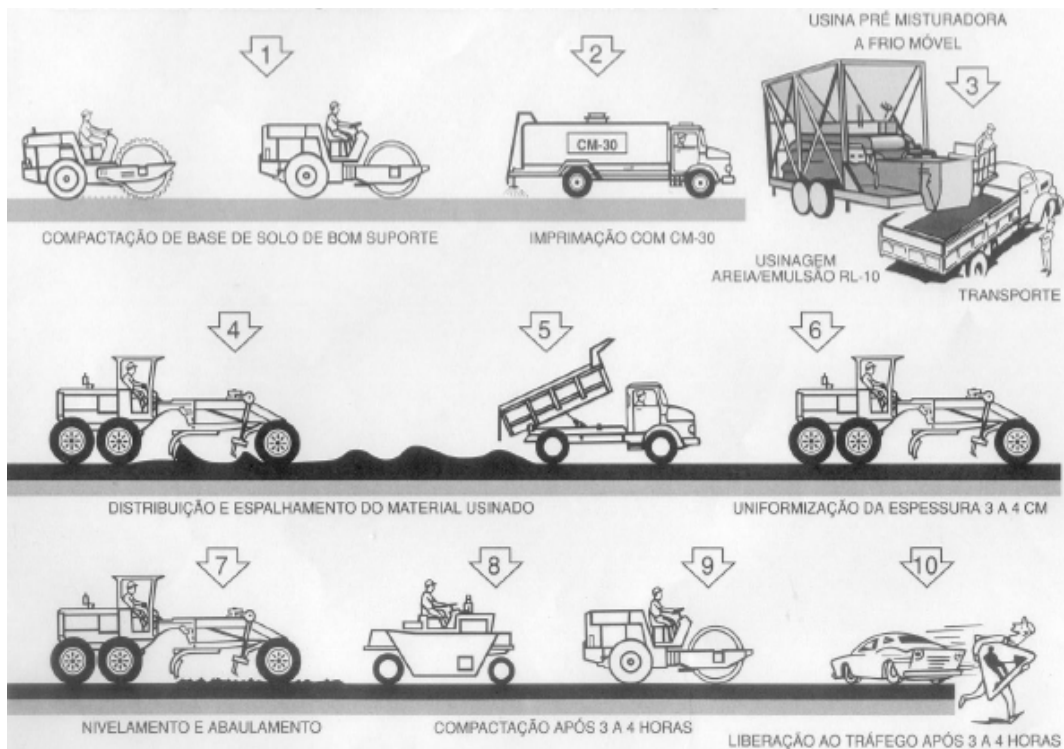


Figura 2.57: Ilustração de uma seqüência construtiva de uma camada de AAUF (SHIROMA, 1992, apud REIS *et al.* 2003).

No Ceará este tipo de revestimento é utilizado em rodovias de BVT. A mistura em AAUF chegou a representar cerca de 6% da malha pavimentada (344,1 km) com extensões que variam de menos de 1,0 km até mais de 30 km. Além do que, 95% da massa asfáltica utilizada pelos Distritos Operacionais do DERT na conservação (tapa buraco) da malha estadual é em areia asfalto a frio (figura 2.58). Atualmente houve uma redução desta extensão tendo em vista a necessidade de restauração destes trechos com misturas a quente por estarem ou com a vida útil exaurida ou por aumento de tráfego na

via. Este revestimento será comentado com detalhe em capítulo próprio, pois se trata do tema principal desta pesquisa.



Figura 2.58: Vistas gerais da calha de rio no Ceará, trecho em AAUF e da massa asfáltica enleirada.

2.3 Emulsões Asfálticas

2.3.1 Considerações gerais

Segundo consta em DNER (1977) uma das primeiras aplicações de emulsões betuminosas nos EUA data de 1903. Um resíduo de petróleo foi emulsificado e utilizado para combater o problema da poeira e a erosão da superfície causada pela passagem do automóvel. Em 1907, o *Office of Public Roads* do Departamento de Agricultura americano (hoje, *Federal Highway Administration - FHWA*) realizou uma série de pesquisas construindo uma série de trechos experimentais nas quais as emulsões eram diluídas em água e espalhada na estrada com um carrinho de regar. Em 1914, as emulsões foram emulsificadas com argila e utilizadas em misturas densas, esta técnica foi usada por 14 anos.

Ainda de acordo com DNER (1977) em 1928 a ASTM elaborou alguns métodos de ensaio para determinar as propriedades das emulsões asfálticas. Estes eram somente para medir a cobertura da pedra e o outro de destilação para determinar a quantidade de água. Entre 1935 e 1956 houve um interesse dos órgãos rodoviários, federais, estaduais e locais pelas emulsões asfálticas. Estes adicionaram ou modificaram limites exigidos nas especificações gerais da ASTM e da AASHTO. O sistema foi mudado para ruptura rápida (RR), ruptura média (RM) e ruptura lenta (RL) para variados tipos de emulsão e diversos graus para cada um.

Conforme LE CORROLER (2005), em 1905, foi produzida a primeira emulsão asfáltica em unidade própria, na cidade de Lutterbach, por um químico de nome Emile Feigel. Entretanto, apesar de patente pelo químico britânico Mac Kay, em 1922, somente no final dos anos vinte esta patente que representava a emulsão aniônica com a marca de Cold Spray e posteriormente, em 1925, passou a chamar-se Cold Asphalt (COLAS). Outro avanço significativo foi o desenvolvimento de emulsão catiônica iniciado pela ESSO na França, em 1951.

Desde os primeiros anos de utilização da emulsão na Europa que o consumo vem aumentando, com exceção de alguns países que mesmo passados 70 anos ainda estão em desenvolvimento. Isso não é igualada por nenhuma outra técnica, e é devido à versatilidade de emulsão que lhe permite adaptar-se às variações da demanda. A França é o país com maiores variações de aplicação ao longo dos últimos 30 anos (LE CORROLER, 2005).

MERTENS E WRIGHT (1959), na reunião anual do *Highway Research Board (HRB)*, mostraram que as emulsões catiônicas foram desenvolvidas baseadas no princípio de que os minúsculos glóbulos de asfalto seriam fortemente atraídos pelas superfícies carregadas eletronegativamente dos agregados quartzosos e silicosos. Da mesma forma, os pequenos glóbulos de asfalto, carregados negativamente, nas emulsões aniônicas serão atraídos pela superfície positiva dos agregados alcalinos (superfície carregada positivamente).

No Brasil, a emulsão asfáltica aniônica foi introduzida em 1952, pela Shell, e aplicada com sucesso com agregados com baixo ou nenhum teor de sílica (calcário basalto e arenitos alcalinos). A partir de 1962, surgiram as emulsões asfálticas catiônicas, sendo empregadas 20.000 toneladas nos serviços de renovação da primeira pista da Rodovia Dutra (S.Paulo/Rio Janeiro), quando da sua duplicação, consolidando o prestígio deste produto e o emprego nos serviços de pavimentação (COSTA, 2004).

Vários órgãos de pesquisa e autores definem as emulsões asfálticas de forma idêntica apenas com pequenas variações nas suas colocações. A Shell define emulsões asfálticas como um sistema de duas fases, composta por asfalto, água e um ou mais aditivos que auxiliam na formação e estabilização e modificar as propriedades da

emulsão. O asfalto fica disperso completamente na fase aquosa na forma de glóbulos (com diâmetros até 50 μm) no qual ficam em suspensão estabilizados por cargas eletrostáticas de um emulsificante (READ e WHITEOAK, 2003).

Para BAUMGARDNER (2006), a definição mais científica, precisa e completa para as emulsões asfálticas foi dada por P. Becker em Emulsão Teoria e Prática (1961): “Uma emulsão é um sistema termodinamicamente instável, heterogêneo, sendo composta pelo menos duas fases líquidas imiscíveis, do qual um está disperso no outro na forma de glóbulos, cujo diâmetro é geralmente maior do que 0,1 micron. O mínimo de estabilidade inerente a este tipo de sistema pode ser aumentada pela adição de agentes apropriados, tais como emulsificantes ou sólidos finamente pulverizados”.

Em IBP (1983), a emulsão asfáltica é definida como uma mistura heterogênea de dois ou mais líquidos, os quais normalmente não se dissolvem um no outro, mas, quando mantidos em suspensão por agitação ou, mais freqüentemente, por pequenas quantidades de substâncias conhecidas como emulsificantes, formam uma mistura estável (dispersão coloidal). De acordo com a norma DNER EM 369/97 as emulsões asfálticas catiônicas são conceituadas como um sistema constituído pela dispersão de uma fase asfáltica em uma fase aquosa, ou vice-versa, apresentando carga positiva de partícula.

PINTO (2006) define emulsão asfáltica como sendo “uma dispersão coloidal de uma fase asfáltica dispersa numa fase aquosa (direta), ou então, uma fase aquosa dispersa em uma fase asfáltica (inversa), com ajuda de um agente emulsificante”. Segundo COSTA (2004) as emulsões asfálticas são dispersões íntimas de dois líquidos, insolúveis e imiscíveis entre si, sendo constituídas de duas fases, uma hidrocarbonada e outra aquosa.

Emulsões asfálticas são dispersões de cimento asfáltico (CAP) em fase aquosa estabilizada com tenso-ativos. O óleo e água podem formar uma emulsão se misturadas, no entanto se separarão rapidamente quando a mistura for cessada. Daí as emulsões estáveis possuem um terceiro componente, o emulsificante, que previne ou retarda a separação das fases, como ilustra a figura 2.59. O tempo de ruptura depende, dentre

outros fatores, da quantidade e do tipo do agente emulsificante e a viscosidade depende principalmente da quantidade do ligante residual.

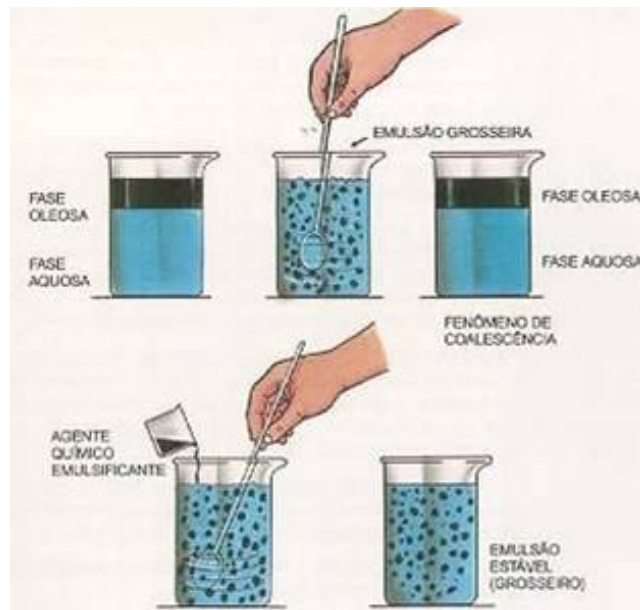


Fig. 2.59: Ilustração da produção de uma emulsão asfáltica (PETROBRAS, 1996).

JAMES (2006) cita que as emulsões asfálticas, utilizadas na pavimentação, são do tipo Óleo/Água (fase contínua) e contém entre 40% e 75% de asfalto, 0,1% a 2,5% de emulsificante, de 25% a 60% de água e outros componentes em percentagens muito pequenas. Existe a fase do tipo Água/Óleo (invertida) em que a fase contínua é um óleo e a fase dispersa é a água. Elas também podem possuir estruturas mais complexas, como nas emulsões múltiplas do tipo Água/Óleo/Água, em a fase dispersa contém outra fase que pode não ter a mesma composição que a fase contínua. A figura 2.60 apresenta uma ilustração dos três tipos de dispersão das emulsões asfálticas.

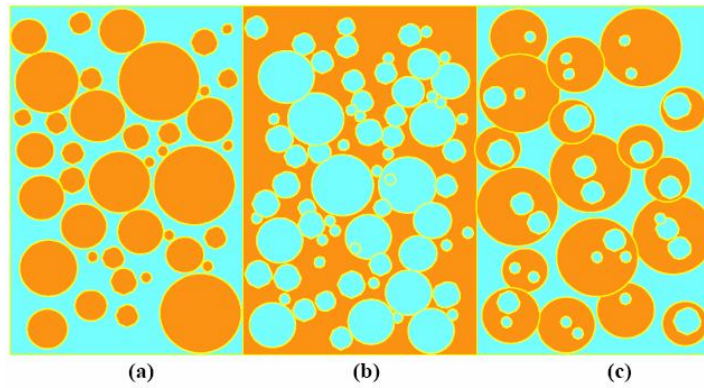


Figura 2.60: Ilustração das fases das emulsões asfálticas: a) fase contínua óleo/água; b) fase invertida água/óleo e c) múltipla água/óleo/água (JAMES, 2006).

Segundo ENGMAN *et al.* (1998) a Akzo Nobel possui o equipamento COULTER-Modelo LS230 capaz de medir os tamanhos das partículas. Este usa a técnica de espalhamento de luz laser combinado com um sistema para detectar luz polarizada e dessa forma determinar os tamanhos no intervalo 0,02-2.000 microns.

Os glóbulos de asfalto possuem dimensões geralmente no intervalo 0,1-20 microns de diâmetro (figura 2.61). Nas condições normais a cor das emulsões asfálticas normalmente é marrom. A viscosidade depende principalmente do teor de betume e granulometria (JAMES, 2006). Esta característica é um elemento auxiliar para inspeção visual e constatação rápida das boas condições do produto. Após a ruptura prevalece a cor preta do cimento asfáltico de petróleo (CAP).

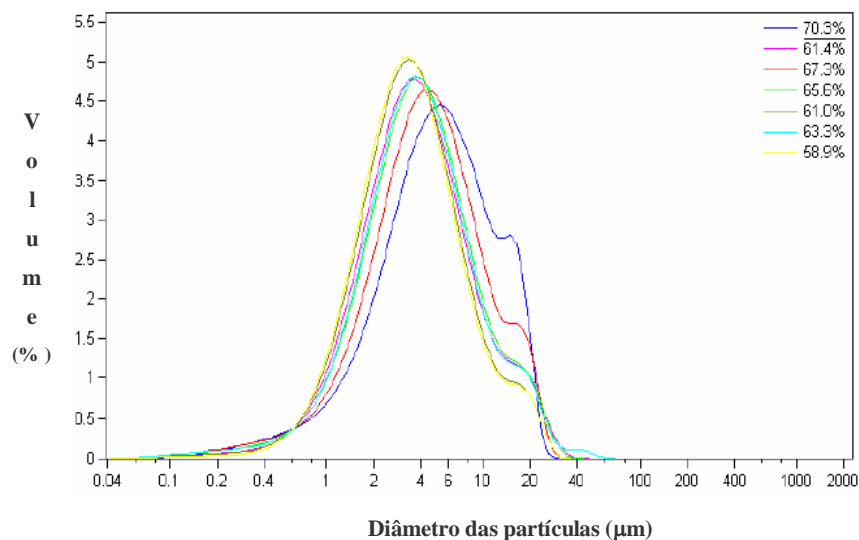


Figura 2.61: Distribuição típica do tamanho das partículas nas emulsões asfálticas (JAMES, 2006).

As emulsões mais utilizadas no Brasil são, as emulsões diretas com o asfalto disperso em água e as emulsões catiônicas. O principal motivo é reduzir a viscosidade. A ruptura, ao contrário da cura, não depende de sol ou ventos e, portanto, não é atrapalhada pela umidade.

PARANHOS (1978) e LARSEN (1985) comentam que no emprego das emulsões asfálticas catiônicas, é necessário considerar a influência tanto da viscosidade quanto da velocidade de ruptura (desemulsibilidade). A viscosidade depende, além da temperatura, de um complexo de outros fatores, como: teor e viscosidade do ligante residual; diâmetro médio dos glóbulos; tipo e teor de emulsificante; teor de solvente eventual. Os intervenientes principais na velocidade da ruptura são: teor de ligante residual; reatividade do agregado; temperatura; tipo e teor de emulsificante; umidade do agregado e da pista.

É evidente o interesse em se usar uma emulsão com a ruptura mais rápida possível em qualquer tratamento superficial convencional, com agregado limpo e de graduação estreita. LARSEN (1985) admite que se use RR-1C em tratamento múltiplo, desde que a desemulsibilidade desta seja maior que 70% e de que a viscosidade a 50°C esteja na faixa de 40 a 80 SSF. Caso contrário, em tratamento simples, usar RR-2C.

Ainda de acordo com LARSEN (1985) a emulsão, após seu espalhamento, é sujeita a uma alteração progressiva da sua consistência, iniciando-se pela ruptura e terminando-se pelo endurecimento completo (“cura”) do ligante residual, o que, geralmente, demora alguns dias ou até algumas semanas em tempo frio e úmido. Somente após este período, voltará o ligante ao seu estado primitivo, ou seja, ao CAP 50/70 (classificação atual) na maioria dos casos.

A experiência do autor do presente trabalho da cura das emulsões, no campo, foi na construção de um trecho em TSD no interior do Ceará (clima quente e seco), em que o agregado graúdo só ficou completamente fixo após 05 dias.

2.3.2 Vantagens na utilização das emulsões asfálticas

Vários livros, manuais e autores destacando ABEDA (2001), NASCIMENTO (2005), TxDOT (2006), AKZO NOBEL (2008), entre outros, listam as inúmeras vantagens apresentadas na aplicação das emulsões asfálticas em obras de pavimentação rodoviária. A seguir, enumeram-se algumas delas:

- menor consumo de energia, por ser geralmente aplicado a frio ou com pequeno aquecimento (45 a 70°C);
- boa afinidade com qualquer tipo de agregado, dispensando a utilização de “dope” para melhorar a adesividade;
- possibilidade do emprego de agregados úmidos, dispensando gasto de combustíveis para secagem dos mesmos;
- permitem estocagem à temperatura ambiente em instalações simples;
- manuseio seguro não há riscos de incêndios ou explosões;
- as misturas são realizadas em equipamentos de baixo custo;
- não provoca poluição ao ambiente;
- possibilidade de empregar técnicas de serviços, como lama asfáltica e microrrevestimento.

Apesar das vantagens na utilização das emulsões asfálticas é importante destacar algumas desvantagens das emulsões catiônicas, enumeradas por JAMES *et al.* (1988) e que são dependentes de alguns fatores, a saber:

- Climáticos - pode ser um grande problema em países muito quentes, onde o agregado é geralmente seco. Nas misturas com emulsões catiônicas à água é importante para melhorar a eficácia do envolvimento dos agregados pelo asfalto residual.
- Estabilidade – as emulsões são inerentemente instáveis, geralmente com tempo de vida útil limitado ao um máximo de 12 meses.
- Planta – na produção de emulsão é necessário instalações apropriadas e procedimentos rigorosos no controle de qualidade.
- Betume – a produção de emulsão exige bons asfaltos e para melhorar as emulsões se faz necessário utilizar emulsificantes de qualidade. Um problema

que vem se agravando, ao longo dos últimos anos, é que o refino do petróleo no mundo vem reconhecidamente diminuindo de qualidade.

2.3.3 Os Elementos constituintes das emulsões asfálticas

As emulsões asfálticas são compostas basicamente por três componentes: cimento asfáltico de petróleo, emulsificantes e a água. Dependendo do tipo de emulsão pode ser acrescentado ácido. A seguir, comentam-se as propriedades de cada um deles, a saber:

Asfalto

Segundo a Sociedade Americana de Ensaio e Materiais (American Society for Testing and Materials – ASTM), o asfalto é um material cimentante de cor castanho escuro ou preto, cujos constituintes principais são betumes que ocorrem em jazidas na natureza ou é obtido através do processamento do petróleo (INSTITUTO DE ASFALTO, 2002). Já o IBP (1999) define o asfalto como um material aglutinante, termosensível e viscoelástico de coloração pardo-escuro ou negro, composto de uma mistura complexa de hidrocarbonetos de peso molecular elevado, sendo completamente solúvel no tricloroetileno.

Pesquisas das propriedades visco-elásticas têm permitido a compreensão do significado dos ensaios empíricos utilizados e correlacioná-los às noções fundamentais. Permite também o cálculo do comportamento mecânico dos asfaltos da mesma forma que de outros materiais de construção, tais como o concreto ou os metais (IBP, 1983).

Os asfaltos que podem ser produzidos no Estado do Ceará, pela fábrica LUBNOR/PETROBRAS, são classificados segundo a sua consistência em: CAP 30/45, CAP 50/70, CAP 85/100 e CAP 150/200. Dentre eles o que é utilizado para misturas a quente e para fabricação de emulsões asfálticas é o CAP 50/70. O autor acrescenta, que já vem de algum tempo um trabalho da PETROBRAS junto aos consultores, órgãos contratantes e empresas de construção pesada para a utilização no Ceará do asfalto de maior consistência no caso o CAP 30/45.

A consistência dos asfaltos (dureza) é determinada através de um ensaio de Penetração. BAPTISTA (1978), SENÇO (1997), SOARES (2001), IBP (1999), IPR/DNIT (2004) entre outros, descrevem o método de ensaio (DNER-ME 03/99): medida em décimos de milímetros da penetração de uma agulha padrão, verticalmente, na amostra de asfalto, sob condições especificadas de carga (100 g), tempo (5 s) e temperatura (25°C) como A figura 2.62 mostra o aparelho para ensaio de Penetração.



Figura 2. 62: Aparelho para ensaio de Penetração.

Na caracterização dos asfaltos são realizados outros ensaios cujas normas encontram-se em IPR/DNIT (2004), podendo-se destacar: Ductilidade, Efeitos do Calor e do Ar, Anel e Bola, Ponto de Fulgor, Viscosidade Saybolt-Furol a 135 °C, etc.

Emulsificantes

De acordo com IBP (1983) a obtenção de uma dispersão estável de asfalto em água necessita, entre outros, do emprego de um produto que tenha afinidade ao mesmo tempo com o asfalto e com a água de dispersão. Além do efeito emulsivo, segundo BARBOSA (2002), os emulsificantes conferem uma estabilidade à mistura em seu grau de fragmentação, isto é, fazem que estas permaneçam em forma de emulsão no período da armazenagem, transporte e aplicação.

Segundo DUCHESNE (2002) a adição de um emulsificante na fabricação da emulsão forma uma película protetora ao redor dos glóbulos de asfalto, impedindo-os de

aglutinarem-se e, dessa forma, manter a mistura estável ao armazenamento por algum tempo. Após concluída a emulsificação, o emulsificante acomoda-se na interface do CAP/Água de tal maneira que em cada glóbulo de betume é formada um invólucro que impede a sua aglutinação, e ao mesmo tempo, essas partículas de asfalto recebem uma carga eletrostática uniforme fazendo se repelirem mutuamente ocasionando uma proteção adicional à coagulação prematura. A figura 2.63 apresenta uma ilustração da concentração das moléculas do emulsificante no glóbulo de asfalto.

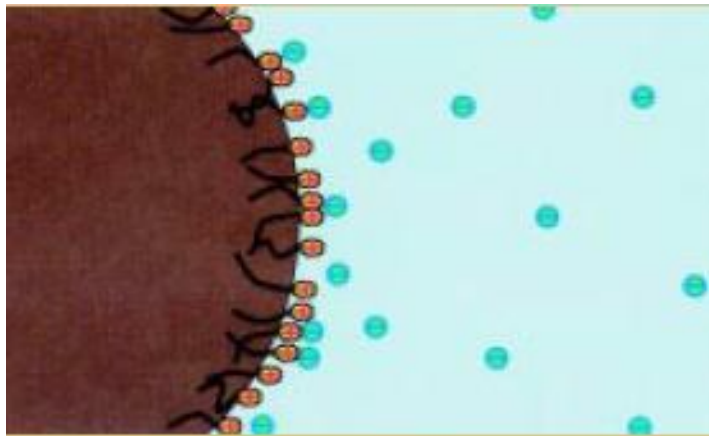


Figura 2.63: Ilustração da concentração de moléculas do emulsificante no glóbulo de betume (AKZO NOBEL, s.d.)

A escolha do emulsificante depende essencialmente da utilização da emulsão. Seu poder emulsificante é posto em evidência através de diferentes ensaios de laboratório (tensão superficial e interfacial, índice de água, índice HLB) e através de ensaios de fabricação da emulsão, efetuados seja em laboratório, com aparelhos semi-industriais (IBP, 1983). Segundo PINTO (2006) o agente emulsificante é o definidor da carga da partícula. Se for uma amina ($R-NH_3Cl$) a emulsão será catiônica, se for caseína será aniônica e, sendo um lignosulfosucinato de sódio, será emulsão não iônica.

O emulsificante pode ser introduzido no asfalto, na água de dispersão (caso mais freqüente) ou ao mesmo tempo na água e no asfalto. Durante a fabricação da emulsão, o emulsivo se fixa parte por adsorção na interface água/asfalto e faz o papel de um filme protetor em torno de cada partícula de asfalto disperso. PARANHOS (1978) chama a atenção para a escolha correta do emulsificante, estando este associado ou não a outros

estabilizantes, além de ter o cuidado de verificar se os mesmos apresentam um HLB (Balanceamento Hidrofílico e Lipofílico) apropriado.

CAMPBELL *et al.* (2000) realizaram uma pesquisa para investigar se os emulsificantes utilizados nas emulsões asfálticas poderiam prejudicar de alguma forma o meio ambiente ou as pessoas. O questionamento é qual seria o nível de substâncias químicas emitidas durante o escoamento das águas após a ruptura da emulsão nos serviços de tratamento superficial, lama asfáltica ou misturas usinadas a frio. Será que eles seriam elevados a ponto de constituir algum perigo de contaminação do solo.

A pesquisa evidenciou através de análise na água de escoamento nos serviços de aplicação de uma lama asfáltica de graduação densa, que o emulsificante foi adsorvido na mistura em um percentual superior a 99,99%. A concentração do emulsivo na água de escoamento é aproximadamente 0,5 ppm. Esta taxa mesmo que fosse aplicada diretamente nos cursos d'águas não ameaçam os organismos aquáticos.

CAMPBELL *et al.* (2000) concluíram na pesquisa que as emissões de aminas para a atmosfera nos serviços de tratamentos superficiais ou de lama asfáltica são pelo menos mil vezes menor do que o limite permitido. O emulsificante contido nas águas escoadas das misturas de graduação densa é baixo sendo quase totalmente adsorvido pelo solo lateral a estradas. Após a cura da mistura a frio a remoção do emulsificante por lixiviação ou lavagem é insignificante.

Água

De acordo com IBP (1983) e BAUMGARDNER (2006), a água pode ser oriunda de várias fontes como: os sistemas municipais, poços, etc. Independentemente da fonte, a água que é utilizada na fabricação da emulsão deve possuir um mínimo de impurezas orgânicas e minerais.

BARBOSA (2002) comenta que uma grande quantidade de sais diluídos como o bicarbonato de cálcio e de magnésio, a chamada “água dura”, não deve ser utilizada para a emulsificação do asfalto. Os sais podem sedimentar o emulsificante de tal forma tornando-o inativo, comprometendo a durabilidade da emulsão. Eles reagem formando

compostos insolúveis em água. A forma de correção da dureza da água pode ocorrer da seguinte maneira:

- através da substituição dos sais por íons de sódio através de uma aparelhagem apropriada ou,
- colocar um abrandador que funciona através de uma resina e um filtro que retém o cálcio e magnésio retirando esses agentes inconvenientes.

Durante a adição de água na emulsão recomenda-se que esta seja sempre acidulada, isto é, que adicione ácido muriático para “quebrar” sua possível basicidade. Este procedimento evita que a água quando básica provoque o rompimento da emulsão catiônica. No campo da aplicação a água tem sua função limitada pelo tempo do agente diluente, já que o importante é a sua rápida evaporação, após o manuseio.

Ácido

Tendo em vista que os emulsificantes são insolúveis em água, é necessário convertê-los em sais, de modo a dissolvê-los na fase de dispersão. Isto é geralmente feito pela reação com o ácido clorídrico em solução, na maioria das vezes a 20°C a 22°C. A dosagem ácida é o fator que regula o pH final das emulsões asfálticas. (BAUMGARDNER, 2006).

2.3.4 Principais tipos de emulsões utilizados na pavimentação

De acordo com IBP (1999) as emulsões asfálticas podem ser classificadas de acordo com o tipo de carga da partícula ou quanto ao tempo de ruptura. Quanto à carga da partícula classificam-se em: catiônicas (positiva) e aniônicas (negativa). O tempo ou velocidade de ruptura significa a rapidez em que ocorre a separação das fases de uma emulsão em presença de um agregado. Quanto ao tempo (velocidade) de ruptura classificam-se em: rápida, média, lenta.

A tabela 2.26 apresenta as especificações brasileiras (IBP/ABNT-P-EB-472) dos principais tipos de emulsões asfálticas catiônicas normalmente utilizadas nos serviços de pavimentação, com os principais ensaios para controle tecnológico e suas faixas de aceitação.

Tabela 2.26: Especificações dos principais tipos de emulsões asfálticas catiônicas. (IBP, 1999).

Características	Métodos de Ensaio IBP/ABNT	Tipos de Ruptura				
		Rápida		Média		Lenta
		RR - 1C	RR - 2C	RM - 1C	RM - 2C	RL - 1C
Ensaio sobre a emulsão						
a) Viscosidade Saybolt-Furol, S, a 50°C	MB-581	20 - 90	100 - 400	20 - 200	100 - 400	máx. 70
b) Sedimentação, % em peso máximo	NBR-6570	5	5	5	5	5
c) Peneiração, 0.84mm, % em peso máx.	MB-609	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Agregado seco		80	80	80	80	80
Agregado úmido		80	80	60	60	60
e) Mistura com cimento, % máxima	NBR-6297	-	-	-	-	2
Ou filter silício	NBR-6302	-	-	-	-	1.2 - 2.0
f) Carga da Partícula	NBR-6567	positiva	positiva	positiva	positiva	positiva
g) PH máximo	NBR-6299	-	-	-	-	6.5
h) Destilação						
Solvente destilado, % em vol	NBR-6568	0 - 3	0 - 3	0 - 12	3 - 12	Nula
Resíduo mínimo, % em peso		62	67	62	65	60
i) Desemulsibilidade, % em peso, min	NBR-6569	50	50	-	-	-
Máx				50	50	
Ensaio sobre solvente destilado						
a) Destilação, 95% evaporados, °C, máx	NBR-9619	-	-	360	360	-
Ensaio sobre o resíduo						
a) Penetração a 25°C, 100g, 5 s, 0,1mm	NBR-6576	50 - 250	50 - 250	50 - 250	50 - 250	50 - 250
b) Teor de betume, % peso (mínimo)	MB-166	97	97	97	97	97
c) Ductilidade a 25°C, 5cm/mín., cm.(mín)	NBR-6293	40	40	40	40	40

2.241ª - Sessão ordinária de 06/09/88 do Ministério de Minas e Energia - CNP - Resolução 07/88.

2.3.5 Principais aplicações das emulsões na pavimentação rodoviária

O campo de aplicação das emulsões asfálticas na pavimentação rodoviária é muito amplo. Elas atuam desde como material ligação e de impermeabilização até como ligantes asfálticos dos agregados em vários tipos de revestimentos denominados de a frio. A seguir apresenta-se na figura 2.64 um esquema ilustrativo (ABEDA, 2001) que bem mostra a variedade de aplicações das emulsões asfálticas. Deve-se destacar que alguns dos principais revestimentos a frio, já foram comentados em item anterior. COSTA (2004) assim como outras publicações sobre o tema, apresentam os principais tipos de emulsões existentes adequadas aos principais tipos de serviços na pavimentação rodoviária (tabela 2.27).

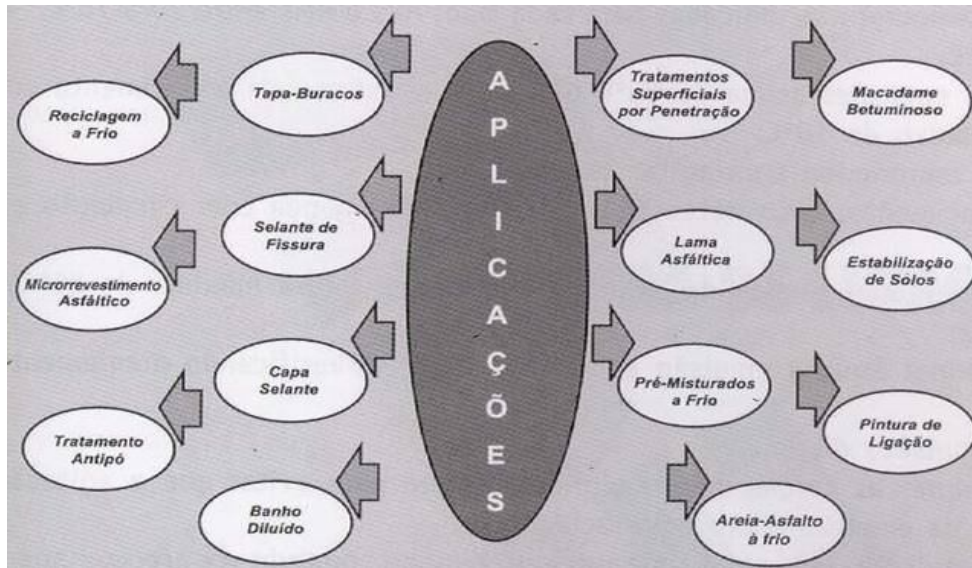


Fig. 2.64: Esquema das diversas aplicações das emulsões asfálticas (ABEDA, 2001).

Tabela 2.27: Principais emulsões correlacionadas ao tipo de serviço adequado (COSTA, 2004).

TIPOS SERVIÇOS	RR-1C	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C	LA-1C	LA-2C	LA-1	LA-2	LA-E
Imprimação	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pintura de Ligação (*)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Banho Final Diluído	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-
Capa Selante	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-
Tratamento Anti-Pó (*)	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-
Tratamento Superficial	-	X	-	-	-	-	-	-	-	-
Macadame Betuminoso	-	X	-	-	-	-	-	-	-	-
Solo/Betume/ Espargimento	-	-	-	-	X	X	X	X	X	X
Pré-Misturado à Frio Aberto	-	-	X	X	X	-	-	-	-	-
Pré-Misturado à Frio Semi-Denso	-	-	X	X	X	-	-	-	-	-
Pré-Misturado à Frio Denso	-	-	X	X	X	-	-	-	-	-
Areia-Asfalto à Frio	-	-	X	X	X	-	-	-	-	-
Solo/Betume/Usinado	-	-	-	-	X	X	X	X	X	X
Lamas Asfálticas	-	-	-	-	X	X	X	X	X	X
Microrrevestimento (*)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Reciclagem a Frio	-	-	-	-	X	X	-	-	-	-

2.3.6 Fabricação das emulsões asfálticas

BAUMGARDNER (2006) comenta que na produção das emulsões asfálticas existe tanto arte como ciência. Nesse processo encontra-se envolvida muita pesquisa, tempo e além do investimento de grandes volumes de recursos financeiros. A arte na produção de emulsões está na compreensão da ciência e colocá-la em prática.

ASPHALT INSTITUTE (1997), READ e WHITEOAK (2003), COSTA (2004) e BERNUCCI *et al.* (2007) e outros autores descrevem o processo de fabricação industrial das emulsões com o cimento asfáltico aquecido e água contendo um agente emulsificador (sabão, por exemplo) + ácido, onde passa sob pressão por um moinho coloidal capaz de produzir glóbulos extremamente pequenos de cimento asfáltico, variando de 0,1 a 20 microns (AKZO NOBEL, sd), que ficam suspensos na água. O agente emulsificador impõe corrente elétrica à superfície dos glóbulos de asfalto que faz com que estes se repilam, e, portanto, não ocorra a coalescência, como ilustra a figura 2.65.

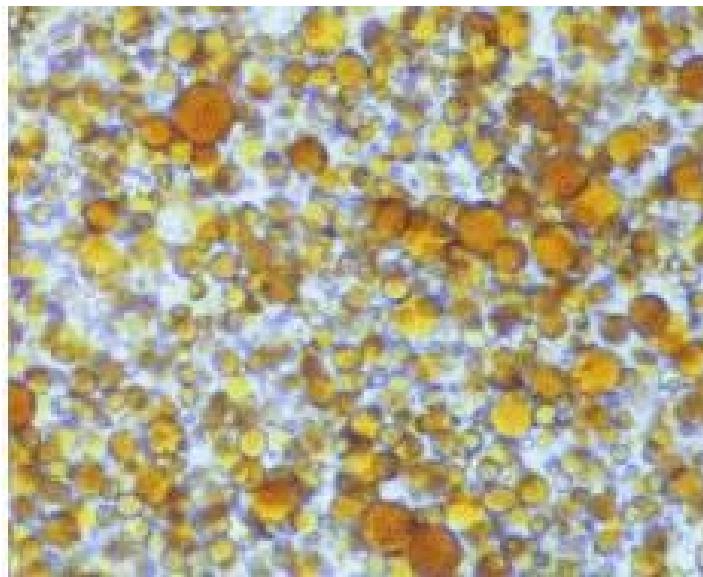


Figura 2.65: Fotomicrografia dos glóbulos de asfalto em meio aquoso (JAMES, 2006).

De acordo com AKZO NOBEL (2008) a utilização de emulsões asfálticas catiônicas normalmente garante uma boa aderência em agregados utilizados nos revestimentos de rodovias. Os aditivos que promovem adesão podem ser adicionados ao ligante asfáltico antes do processo de emulsificação e geralmente na faixa de 0,2-0,5%. Com relação às emulsões aniônicas geralmente apresentam pouca adesão aos agregados ácidos de composição silicosa. Da mesma forma, a adesão de emulsões aniônicas é melhorada pela adição de dos aditivos melhoradores de adesividade do ligante antes da emulsificação também numa taxa de 0,2-0,5%, ou após a mistura final da emulsão.

As emulsões betuminosas são fabricadas em moinhos coloidais. Estes possuem rotor de alta velocidade que gira entre 1.000 rpm a 6000 rpm num estator. Segundo COSTA (2004), geralmente utilizam-se 3.500 rpm. O espaçamento entre o rotor e o estator é tipicamente de 0,25 mm a 0,50 mm, e normalmente ajustável.

O asfalto aquecido e a fase aquosa acidulada com emulsificante são colocados no moinho simultaneamente. As temperaturas dos dois componentes variam dependendo do tipo e da porcentagem de asfalto na emulsão, o tipo de emulsificante, etc. A viscosidade do asfalto entrando no moinho não deve exceder 0,2 Pa.s (2 poise). Para atingir esta viscosidade, temperaturas do asfalto da ordem de 140 °C são usadas. A temperatura da fase aquosa é ajustada de forma que a temperatura da emulsão produzida não seja maior que 90 °C.

O tamanho das partículas da emulsão resultante pode ser relacionado à velocidade do moinho coloidal, o espaço existente entre o rotor e o estator, o tempo que a emulsão passa no moinho, a concentração e o tipo de emulsificante e a temperatura do processo de emulsificação. A figura 2.66 mostra um esquema do processo de fabricação das emulsões asfálticas e fotos dos tanques de armazenagem da fase aquosa e do moinho coloidal.



Figura 2.66: Esquema da fabricação das emulsões ilustrado com os tanques de armazenagem (SOARES, 2001).

O controle tecnológico das emulsões asfálticas após a sua fabricação é feito através de ensaios de laboratório visando garantir que os produtos encontram-se dentro

dos limites normalizados. Com isso garantindo o seu desempenho quanto a trabalhabilidade, estabilidade e composição.

Todos os ensaios possuem uma finalidade específica, sendo a sua utilização e seu resultado função do tipo de emulsão ensaiada. A seguir, descreve-se de forma resumida alguns ensaios comumente utilizados no controle em obras.

- **Determinação da viscosidade Saybolt-Furol**

A viscosidade é determinada indiretamente através do viscosímetro Saybolt Furol, descrito em NBR 14491. Para a realização do ensaio, a emulsão é colocada no viscosímetro e mantida à temperatura de 50°C. O viscosímetro possui na sua parte inferior um orifício padrão, pelo qual o líquido escoar, enquanto o tempo é cronometrado, até que o mesmo preencha um frasco padrão de 60 ml (figura 2.67). A viscosidade Saybolt-Furol é dada em segundos (SSF).



Figura 2.67: Ensaio no viscosímetro Saybolt-Furol (Fotos do autor).

A viscosidade serve como indicador de trabalhabilidade, isto é, quanto menor a viscosidade, mais fácil de trabalhar com o produto. O objetivo principal de haver um limite mínimo é referente à aplicabilidade. Uma emulsão que possua baixa viscosidade ao ser aplicada em tratamento superficial, por exemplo, pode escorrer ao invés de aderir aos agregados.

- **Determinação da sedimentação**

Para se determinar a sedimentação de uma emulsão asfáltica é tão somente colocá-la em repouso por 5 dias numa proveta de 500ml. Passado o período retirar uma

amostra de 50ml do topo da proveta e 50ml do fundo, faz-se o teste do resíduo em ambas calculando-se a diferença. Calcula-se assim a sedimentação que deve ser no máximo 5% em peso para todos os tipos de emulsão. A norma de procedimento do ensaio é a NBR 6570/2000, que mede a estabilidade da emulsão. A figura 2.68 mostra o ensaio de sedimentação com a emulsão em repouso e as mangueiras para coleta do material no topo e na base da proveta. O material vai para a estufa por duas horas a uma temperatura de 163°C ($\pm 3^\circ\text{C}$).



Figura 2.68: Ensaio de sedimentação (Foto do autor).

• **Determinação do resíduo por evaporação**

O ensaio de resíduo por evaporação (NBR 14376/1999), indica a quantidade percentual em peso de ligante asfáltico (CAP) no peso total da emulsão. Ele é importante, pois através deste ensaio garante-se que a emulsão possui a percentagem de CAP dentro dos valores estabelecidos em norma. Caso a quantidade de resíduo na emulsão a ser utilizada no serviço de pavimentação esteja abaixo do permitido na norma, a taxa de aplicação de emulsão, calculada com base nos valores da norma, será menor que a necessária para cobrir corretamente o agregado com cimento asfáltico.

O Resíduo (R) é calculado conforme a seguinte equação: $R(\%) = P_{CAP} / P_{EM}$, onde P_{CAP} é o peso do CAP contido na amostra e P_{EM} é o peso da amostra da emulsão. O ensaio consiste em aquecer uma amostra de 100 g de emulsão até que a fase aquosa evapore completamente permanecendo no recipiente apenas CAP (Figura 2.69). Em

seguida pesa-se o recipiente com CAP e divide-se o valor encontrado pelo peso da amostra (100g). Acha-se então o valor correspondente à percentagem de CAP presente na emulsão.



Figura 2.69: Ensaio de determinação do resíduo por evaporação (Fotos do autor).

- **Ensaio de Ph**

A finalidade deste ensaio de acordo com PINTO (2006) é avaliar o pH da fase aquosa das emulsões. O pH é dado pelo logaritmo do inverso da concentração dos íons hidrogênio H^+ . As especificações (IBP, 1999) exigem controle do pH apenas na produção das emulsões do tipo RL-1C com um valor máximo de 6,5. O pH é determinado através de um aparelho que mede a diferença de potencial entre um eletrodo de referência e um de medida (figura 2.70), segundo o método normalizado na NBR-6299/1999.

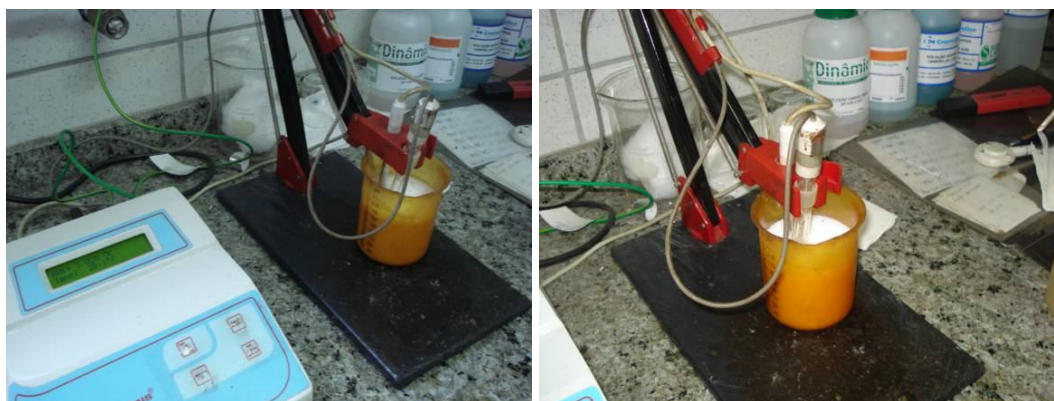


Figura 2.70: Aparelhagem para medir o pH da fase aquosa na produção de emulsão (Fotos do autor).

- **Determinação da carga da partícula**

A finalidade deste ensaio segundo PINTO (2006) é determinar a polaridade dos glóbulos de asfalto caracterizando se uma emulsão é catiônica, aniônica ou não iônica. Para realizar o ensaio (NBR 6567/2000) verte-se emulsão em um béquer onde estão imersos os eletrodos. Faz-se passar uma corrente contínua no sistema de no mínimo 8 miliampéres. Quando a intensidade da corrente diminuir até 2 miliampéres ou decorrem 30 minutos de ensaio desliga-se o circuito. Os eletrodos são retirados do béquer com emulsão e observa-se o asfalto aderido neles. Em seguida, lavam-se em água corrente os eletrodos. Se a emulsão for catiônica haverá camada de asfalto no eletrodo negativo (catodo).

Nas emulsões aniônicas o asfalto irá estar depositado no eletrodo positivo. No caso de emulsões não iônicas não ocorrerá fixação do asfalto em nenhum dos eletrodos. Este ensaio refere-se à composição da emulsão asfáltica. A figura 2.71 ilustra o ensaio de determinação da carga da partícula em emulsão asfáltica.

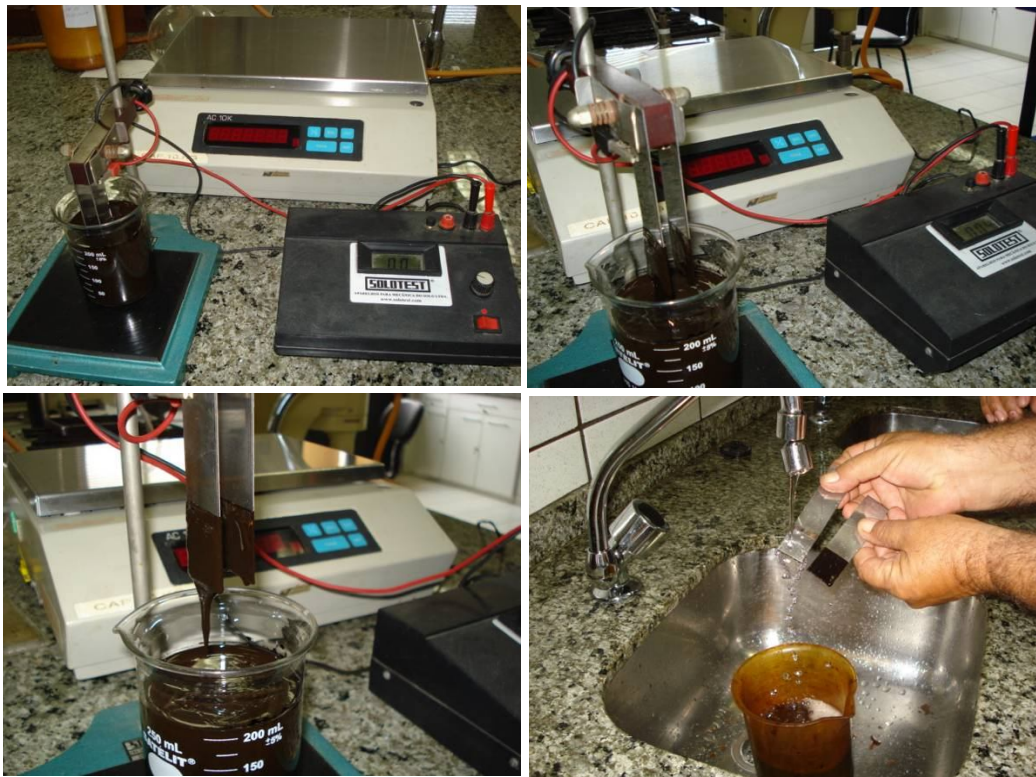


Figura 2.71: Ensaio de determinação de carga da partícula em emulsão asfáltica (Fotos do autor).

- **Determinação da Peneiração**

O peneiramento consiste em determinar a porcentagem em peso de partículas de asfalto retidas na peneira de malha N° 20 (0,84mm). Utiliza-se 1000ml de emulsão, que é “peneirada” e em seguida pesada novamente para determinar a quantidade que ficou retida na peneira. É indesejável que a emulsão possua grumos, formando “pelotas” de CAP que ficam retidas na peneira (figura 2.72). O limite de especificação para qualquer emulsão é de 0,1% de CAP (em peso) retido na peneira citada acima (BERNUCCI et al., 2007). O procedimento para realização do ensaio encontra-se na norma ABNT NBR 14393/1999. O ensaio também mede a estabilidade da emulsão asfáltica.



Figura 2.72: “Pelotas” de asfalto retidos na peneira (Foto do autor).

- **Desemulsibilidade**

Este ensaio é utilizado para determinar se uma quantidade conhecida de emulsão é parcial ou totalmente rompida pela adição de um reagente adequado, sendo o resultado expresso em porcentagem do teor do asfalto residual da emulsão. O reagente utilizado é dioctil sulfosuccinato de sódio mais o aerossol OT (0,8%). Para a realização do ensaio, é necessário antes se determinar a porcentagem do resíduo por evaporação de acordo com a NBR 14376/1999, obtendo-se o peso B. Esse ensaio encontra-se descrito anteriormente.

O ensaio de desemulsibilidade é realizado (NBR 6569/2000) da seguinte forma:

- coloca-se 100g de emulsão dentro de um béquer ou recipiente, e adiciona-se 35g do reagente à temperatura de 25°C; agita-se o conteúdo por 2 minutos com o auxílio de um bastão, comprimindo eventuais grumos formados contra as paredes do recipiente (figura 2.73);
- verte-se a mistura sobre uma peneira com abertura de 1,40mm (abertura de 0,725mm) e lavam-se o béquer, o bastão e a peneira com água destilada;
- coloca-se o conjunto em estufa a 160°C deixando secar até constância de peso. O resíduo de desemulsibilidade (A) é obtido após subtrair-se o peso dos acessórios utilizados no ensaio (béquer, bastão e tela) do peso seco do conjunto.

A desemulsibilidade é dada pela expressão:

$$\text{Desemulsibilidade (\%)} = (A / B) \times 100 \quad (2.1)$$

Onde:

A = resíduo de desemulsibilidade, em gramas (média de três ensaios);

B = resíduo por destilação, em gramas (ensaio descrito anteriormente).



Figura 2.73: Ilustração do Ensaio da desemulsibilidade (BERNUCCI *et al.*, 2007).

2.3.7 Estocagem e transporte das emulsões asfálticas

A estocagem e o transporte das emulsões asfálticas é uma operação importante após a sua produção. Em IBP (1983) é citado que os equipamentos de transporte são os mesmos que os destinados aos transportes dos produtos betuminosos aquecidos, eles poderão, ser simplificados, pois o sistema de aquecimento ou de manutenção de

temperatura é desnecessário para a emulsão. Dependendo da distância de transporte, os equipamentos deverão possuir reservatórios de capacidades as mais variadas, desde os reservatórios de 23 toneladas montados sobre chassis semi-rebocáveis até pequenos reservatórios de duas toneladas destinados a alimentar as equipes de conservação.

Em ABEDA (2001) é apresentada uma série de sugestões, com o intuito de evitar a ruptura prematura e/ou contaminação das emulsões asfálticas. A seguir encontra-se listados os seguintes cuidados com estocagem e transporte, a saber:

- facilitar a sua partida;
- ao diluir, adicionar água a emulsão e nunca o inverso, verificando previamente sua compatibilidade;
- não estocar emulsões diluídas;
- completar, sempre, as cargas dos caminhões-tanque para evitar que a agitação altere as características da emulsão e provoque acidentes;
- recircular as emulsões, em geral uma por semana, quando da armazenagem por períodos longos, evitando recirculações e bombeamentos sucessivos;
- não estocar e/ou carregar caminhões-tanque que contenham produtos remanescentes incompatíveis;
- os equipamentos de transporte são os mesmos que os destinados aos transportes dos produtos betuminosos aquecidos, entretanto podem ser simplificados, pois o sistema de aquecimento ou de manutenção de temperatura é desnecessário para a emulsão;
- para maiores quantidades, ultrapassando 8 a 10 toneladas, será indispensável dispor no interior do reservatório de divisões, ditas também “quebra-ondas”; em transporte de líquidos, estas asseguram uma melhor estabilidade do equipamento.

2.4 Dosagem das Misturas a Frio para Baixo Volume de Tráfego

2.4.1 Dosagem Marshall modificado

KANDHALL e KOEHLER (1985) citam que desde a década de 40, quando o Ensaio Marshall foi desenvolvido que sua aplicação, vem crescendo, no projeto e no

controle da pavimentação com misturas asfálticas através órgãos e agências rodoviárias de todo o mundo. Nos Estados Unidos, até a década de 80, cerca de 38 estados (76%) adotam o método Marshall, método de Hveen em 10 estados, método do Texas e baseado na granulometria do agregado 1, respectivamente. A figura 2.74 apresenta uma ilustração com a distribuição espacial nos EUA dos métodos de dosagens.



Figura 2.74: Distribuição espacial dos métodos de dosagens de misturas asfálticas utilizados nos EUA (KANDHALL e KOEHLER, 1985).

Os citados pesquisadores realizaram uma importante coleta de informações do procedimento do método Marshall adotados pelos DOTs de vários estados dos EUA, encontrando grande diversidade. Apesar do reconhecido sucesso global deste método de dosagem, este apresenta suas falhas. Trata-se de um método de ensaio empírico, que não mede as propriedades fundamentais das misturas asfálticas. Modificações na metodologia foram realizadas por várias agências para adequá-los as peculiaridades dos respectivos Estados, como: matérias primas disponíveis, tipos de misturas, tráfego e clima. Neste estudo também estava incluído o Departamento de Transportes da Pensilvânia (PDOT) no qual os autores são oriundos.

Além da metodologia adotada pelos DOTs para dosagem e controle tecnológico, também foram levantados com relação ao tipo de compactação (manual, mecânica ou

ambos), densidade específica máxima teórica (métodos: Rice, teórico, imersão em solvente e de Michigan), parâmetros volumétricos, estabilidade e fluência. A determinação do teor de projeto medido pelo teor de vazios (28 estados), pela estabilidade máxima (20 estados), pela densidade aparente seca máxima (18 estados), vazios cheios com asfalto (8 estados), pela média da fluência (2 estados). Existem também estados, um para cada caso, em que o teor de projeto é calculado por: 2% de volume de vazios, volume de vazios mínimo, espessura da película de ligante e pela estabilidade e fluência.

A dosagem das misturas asfálticas usinadas dos tipos pré-misturados e areia asfalto a frio adotada no Brasil é o método Marshall modificado (DNER-ME 107/94). Segundo SANTANA (1993), este procedimento é utilizado quando o ligante de mistura é uma emulsão asfáltica. Dos cinco tipos de ligantes convencionais que existem apenas 03 são aplicadas às misturas usinadas a frio, a saber: RM-1C, RM-2C e RL-1C.

LOPES e KASUGA (1976) citam que pela impossibilidade de utilizar métodos de dosagens específicas para as misturas a frio abertas, tendo em vista que estes ainda estarem em fase de adaptação. As obras pioneiras no Brasil que utilizaram este tipo de mistura tiveram a sua dosagem na base do “olhômetro” isto é, na experiência dos técnicos da obra. Para definir o teor de projeto de ligante, executavam-se várias misturas em laboratório com teores diversos de emulsão e umidade, que eram julgadas pelo aspecto. A escolhida era a que aparentava melhor recobrimento, tipo e espessura da película de asfalto, aliada a sua trabalhabilidade. O rigor ficava na composição granulométrica para manter adequada a faixa escolhida, também consagrada pela experiência de outros técnicos.

Os métodos disponíveis à época, Marshall e Hveem, não podiam ser utilizados em virtude do primeiro exigir temperatura de 60°C com imersão e os corpos de prova não suportam e se desmancham. O segundo método por ter os corpos de prova grandes vazios, a membrana do estabilômetro penetra nestes e falseia o resultado, por alterar o valor de deslocamento horizontal. Então partiram para a adaptação do método Marshall por ser o mais difundido entre os técnicos brasileiros e o mais empregado nos laboratórios de pavimentação que projetam misturas asfálticas no país.

LOPES e KASUGA (1976) analisaram o procedimento utilizado na Argentina pelos colegas Eng^o Duílio Massaccesi e Eng^o Oscar Ciafardo e propuseram um método de dosagem para misturas de graduação aberta, descrito a seguir:

- para agregado graúdos acima de 1”, substituir por igual percentagem de material entre 1” e ¾”;
- por tentativa definem-se os teores de emulsão e umidade, se necessário;
- deixa-se curar até perder 50% da água na amostra e compacta-se com 75 golpes/face;
- coloca-se por \pm 36 horas em estufa a temperatura de 60 °C mantendo o CP dentro da forma metálica até a constância em peso;
- retira dos moldes e coloca-os em estufa a 35 °C durante 60 minutos;
- em seguida leva-se a prensa e rompe nestas condições sem imersão.

Na tentativa de propor especificação para as misturas asfálticas a frio de graduação aberta LOPES e KASUGA (1976) comentam que após o acompanhamento vários projetos e obras ou mesmo de pesquisa, estão aptos a propor limites mínimos a serem exigidos neste tipo de mistura. A seguir os autores comentam cada um deles:

- estabilidade Marshall a 35 °C deve ter o mínimo de 450 kg;
- a fluência tem valores elevados acima do máximo dos concretos asfálticos à quente que é de 18 centésimo de polegada. Entretanto os autores consideram desnecessária a determinação do seu valor, pois apesar de elevadas a experiência tem mostrado que as camadas executadas têm apresentado um desempenho satisfatório;
- quanto aos vazios os autores comentam que por tratar-se de uma camada aberta é normal que seu volume de vazios (Vv) seja alto e a relação betume vazios (RBV) seja baixo;
- com relação à densidade aparente é difícil de definir limites, pois ela está sujeita ao tipo de agregado a ser utilizado portanto por segurança a densidade para os pré-misturados a frio deve ser superior a 2.000 kg/m³.

Atualmente os projetos de dosagem das mistura a frio são elaborados de acordo a norma prescrita em DNER ES 107/94 que serão descritos adiante. Para obtenção dos

parâmetros de estabilidade e fluência são necessários alguns procedimentos recomendados, a seguir:

- os CPs deverão ser colocados em estufa a 40 °C por um período de 2 horas;
- deverão ser colocados no molde e levados para rompimento na prensa Marshall no tempo máximo de 30 segundos;
- a carga necessária para romper o CP é anotada como estabilidade lida, caso algum CP estiver fora da altura padrão deverá se feita à correção da leitura multiplicando um fator tabelado no método de ensaio e obtendo-se a estabilidade Marshall;
- o valor da fluência é obtido quando da aplicação de carga da estabilidade com a deformação do corpo de prova.

2.4.2 Metodologia SUPERPAVE

Segundo MOTTA *et al.* (1996) teve início em 1987 com conclusão em 1993 de um programa de pesquisa nos EUA denominado de Programa Estratégico de Pesquisa Rodoviária (*Strategic Highway Research – SHRP*). Somente para pesquisa de misturas asfálticas foram gastos cerca de 50 milhões de dólares visando desenvolver uma nova forma de especificar, testar e dimensionar estes materiais. Próximo à conclusão do programa o Federal Highways Administration (FHWA) assumiu os trabalhos objetivando a implementação da pesquisa SHRP.

Um dos produtos finais do programa SHRP foi à concepção do SUPERPAVE (*SUPERior PERFORMANCE asphalt PAVEMENTS – Pavimentos Asfálticos de Desempenho Superior*) e concebido para auxiliar na seleção de materiais e projeto de misturas. Este sistema foi desenvolvido com o objetivo de especificar materiais (agregados e ligantes), projetar e analisar as misturas asfálticas, bem como prevê desempenho de pavimentos. Também estava incluído desenvolvimento de equipamentos de ensaios além da análise dos já existentes, métodos e critérios.

O sistema SUPERPAVE é aplicado em função do volume de tráfego ou de outra maneira de classificação funcional da rodovia. Os projetos de misturas foram desenvolvidos em 3 níveis, a saber:

- o nível 1 é recomendado para tráfego com carga de eixo equivalente (ESAL – *Equivalent Axle Loads*) abaixo de 10^6 . Para este nível é necessário apenas projeto volumétrico. Na moldagem dos corpos-de-prova utiliza-se o Compactador Giratório SUPERPAVE (SGC) e a escolha do teor de ligante é baseado nos parâmetros volumétrico como volume de vazios (V_v), nos vazios do agregado mineral (VAM), na percentagem de vazios preenchido com asfalto (RBV) e razão filer/asfalto;
- no nível 2 o tráfego tendo como base a ESAL entre 10^6 e 10^7 . Utiliza-se o projeto volumétrico do Nível 1 e acrescenta mais alguns testes de previsão de desempenho com os equipamentos: Analisador de Cisalhamento SUPERPAVE (*SUPERPAVE Shear Tester - SST*) e Analisador de Tração Indireta (*Indirect Tensile Tester - IDT*);
- o nível 3 é para tráfego alto com ESAL acima de 10^7 . Adicionam-se aos resultados obtidos nos níveis 1 e 2 e são ampliados os teste com o SST e IDT com faixa mais ampla de temperatura e ensaios com corpos-de-prova confinados. O nível 3 dá ao projetista maior confiabilidade na previsão de desempenho tendo em vista se basear em um número maior de ensaios.

As Normas do sistema SUPERPAVE são publicadas através do Sub-comitê de Materiais mantido pela AASHTO. Segundo a SCSCN, em 1999, (apud MARQUES, 2004) este sub-comitê, com 50 associados organizou um Encontro em agosto de 1998 em Dulut, Minnesota onde foi estabelecida uma comissão para considerar, preparar e recomendar mudanças nas normas de dosagem de mistura SUPERPAVE. Os trabalhos do Sub-comitê foram concluídos em novembro de 1998 propondo a revisão de quatro normas. Todas as mudanças propostas foram aprovadas e incluídas na edição das normas da AASHTO em maio de 1999. As normas que sofreram alterações com posterior atualização são:

- AASHTO PP2-01 – *Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt (HMA)*;
- AASHTO TP4-00 – *Standard Method for Preparing and determining the Density of Hot Mix Asphalt Specimens by Means of SHRP Gyratory Compactor*;
- AASHTO MP2-01 – *Standard Specifications for SUPERPAVE Volumetric Mix Design*;

- AASHTO PP28-01 – *Standard Practice for SUPERPAVE volumetric Design for Hot-Mix Asphalt (HMA)*.

Apesar do SUPERPAVE não ter sido desenvolvido para projetos de misturas a frio entende-se que para o caso de baixo volume de tráfego (Nível 1) seja possível adaptar-se para projetos deste tipo de revestimento ou pelo menos aproveitar os ensaios recomendados para seleção dos materiais. De acordo com D'ANGELO *et al.* (1995) os procedimentos de ensaios para projeto de mistura no Nível 1, podem ser divididos em 4 grupos, a saber:

- seleção dos materiais (agregados, ligantes, modificadores, etc);
- seleção do projeto de estrutura do agregado (granulometria, angularidade de agregados graúdos e miúdos, partículas chatas e alongadas, teor de argila e outros);
- seleção do projeto do teor de ligante asfáltico (utiliza-se o compactador giratório SGC);
- estimativa da sensibilidade à umidade do projeto de mistura.

Seleção de materiais baseia-se no projeto de tráfego e fatores ambientais. As qualidades dos agregados são baseadas nos níveis de tráfego e o tipo de ligante asfáltico é determinado em função das condições de temperatura ambiente. O projeto de estrutura dos agregados é determinado pela avaliação dos materiais em estoques que permitam estabelecer aceitáveis propriedades volumétricas e de compactação. O projeto do teor de ligante asfáltico é determinado pela variação da quantidade de asfalto na estrutura global para obter uma compactação aceitável e propriedades volumétricas com base no tráfego e fatores ambientais.

O desenvolvimento do conceito da compactação giratória, na década de 30, é atribuído ao engenheiro Philippi e outros do Departamento de Rodovias do Estado do Texas, EUA. O primeiro compactador giratório Texas era manual e foi usado em pesquisas de 1939 a 1946. John L. McRae do Corpo de Engenheiros do Exército Americano desenvolveu, na década 50, um compactador por amassamento giratório, uma vez que as pesquisas na época mostravam que o processo de compactação por impacto Marshall não simulava as densidades das misturas nas trilhas das rodas sob tráfego pesado. O pesquisador acreditava que as propriedades mecânicas das amostras

produzidas pelo impacto do soquete Marshall não refletiam as propriedades das misturas compactadas no campo (HARMAN *et al.*, 2002).

Ainda segundo HARMAN *et al.* (2002) em 1990 a FHWA (*Federal Highway Administration*) avaliou que a utilização do GTM (*Gyratory Test Machine*) era impraticável e que a funcionalidade do equipamento de ensaio giratório do Texas era deficiente. Entretanto em abril do ano seguinte nova versão de equipamento com o tamanho e o custo do GTM e o ângulo de compactação alto (6°) do compactador Texas. Apesar deste valor do ângulo de giro realizar uma compactação relativamente rápida, com apenas 15 a 18 giros, mas não permitia uma medida de comparação da compactação entre as misturas.

Finalmente, em maio de 1991 a empresa *Rainhart Company* foi contratada para fabricar um compactador de testes giratórios modificado: deveria ter estilo do compactador giratório francês (LCPC), com o ângulo de giro de 1° e adaptado do equipamento giratório Texas de 6" de diâmetro. MOTTA *et al.* (1996) citam que com esse diâmetro foi possível preparar misturas com agregados de tamanho máximo de até 50 mm ou com tamanho máximo nominal de 37,5 mm. A maior parte dos ensaios e testes realizados pelo programa SHRP foi feita com este equipamento adaptado.

O compactador giratório SGC (SUPERPAVE) ficou então definido de acordo com o esquema simplificado ilustrado na figura 2.75 (MOTTA *et al.*, 1996):

- estrutura de reação com base rotativa e motor;
- medidor de altura e sistema de registro de dados e de carregamento, cabeça de carga, medidor de pressão;
- molde e placa base.

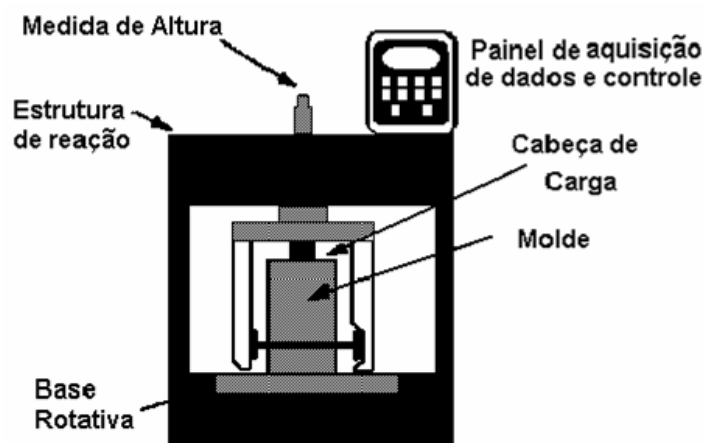


Figura 2.75: Esquema ilustrativo do compactador SGC (MOTTA *et al.*, 1996).

MOTTA *et al.* (1996) e MARQUES (2004) comentam que a estrutura de reação é constituída por um pórtico é indeformável. A base do SGC é fixa na estrutura suportando o molde e permitindo seu giro. A cabeça de carga é a responsável pela compactação do corpo-de-prova e o seu diâmetro corresponde ao diâmetro interno do molde de 100 ou 150 mm. Utilizam-se mancais para posicionar o molde no ângulo de giro. Esse ângulo de compactação é de $1,25^\circ$. Um motor elétrico ocasiona uma rotação na base a uma velocidade constante de 30 rpm.

A carga aplicada na cabeça de carga fornece uma pressão de compactação no corpo de prova equivalente a 600 kPa. Essa pressão vai sendo medida durante o processo de compactação e à medida que vai ocorrendo a redução do corpo de prova o medidor de pressão aciona o sistema de carregamento voltando a ajustar a cabeça de carregamento dessa forma mantendo a pressão de compactação constante. A altura do CP é medida continuamente através da posição da cabeça de carga.

A variação vertical desta é igual à altura do corpo-de-prova. Esta altura é processada através de uma conexão serial ligada a um micro-computador. A figura 2.76 apresenta um esquema ilustrativo o molde adotado pelo SHRP e os respectivos parâmetros da compactação giratória.

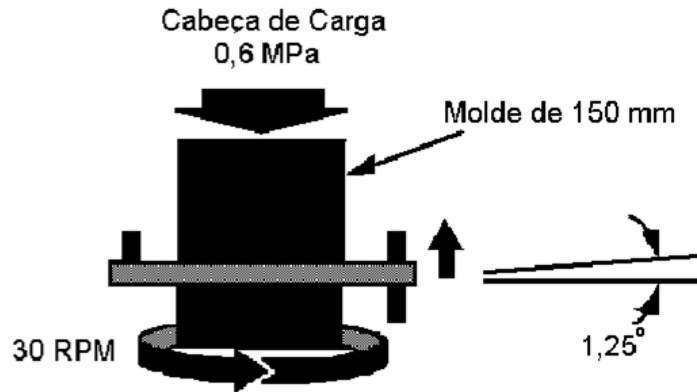


Figura 2.76: Molde de compactação e parâmetros da compactação giratória (MOTTA *et al.*, 1996).

2.5 Resistência à Tração por Compressão Diametral

2.5.1 Histórico

Segundo Carneiro, 1996, (apud MARQUES, 2004) até 1942 a resistência à tração do concreto era medida unicamente pelo método das vigotas. Então surgiu um fato que contribuiu para o desenvolvimento de um novo ensaio que se difundiu internacionalmente. Para manter o alinhamento do eixo da Av. Presidente Getúlio Vargas com a Av. do Mangue, no Rio de Janeiro, atingia uma igreja histórica chamada de São Pedro dos Clérigos surgindo então a necessidade de ser removida de seu local de origem. Tratava-se de uma igreja com arquitetura em estilo barroco do século XVIII, sendo a primeira igreja construída no Brasil com planta elíptica, curvilínea e não retangular.

A empresa Estacas Franki propôs deslocar a igreja sobre rolos de concreto por cerca de 10 metros. Na Europa a empresa já tinha experiência com rolos de aço, entretanto a escolha dos rolos de concreto deveu-se a dificuldade de conseguir estes devido à 2ª grande guerra. Os ensaios foram realizados nos rolos de concreto no Instituto Nacional de Tecnologia do Rio de Janeiro (INT). Nos primeiros ensaios o Prof. Lobo Carneiro surpreendeu-se com rompimento dos rolos em duas metades ao ser submetido à compressão em posição diametral. Ele procurou buscar a compreensão do fato em livros de teoria da elasticidade e como de acordo com esse estudo a ruptura ocorre por tração. Resolveu então, utilizar os mesmos corpos de prova cilíndricos para

medir a resistência à compressão, sendo colocados deitados sobre a máquina para determinar a resistência à tração.

O ensaio foi apresentado pelo Prof. Lobo Carneiro na 5ª reunião da Associação Brasileira de Normas Técnicas, em setembro de 1943. Esse evento foi importante porque após 10 anos tomou-se conhecimento que um japonês Akazawa tinha apresentado uma proposta idêntica de ensaio no Japão dois meses depois em novembro de 1943. Na época não existia comunicação entre o Japão e o Brasil.

MARQUES (2004) cita que o método foi adotado pela ASTM em 1966, pelo Comitê Europeu do Concreto em 1964 e pela RILEM – Reunião Internacional de Laboratórios de Ensaio de Materiais, em 1966, tornando-se método internacional adotado pela ISO (*International Standard Organization*) através do método ISO 4108 de 1980. Segundo consta em PINTO e PREUSSLER (2002), MEDINA e MOTTA (2005) este ensaio é conhecido nos centros de pesquisa internacionais como “ensaio brasileiro”.

Ainda de acordo com MEDINA e MOTTA (2005) o ensaio de resistência à compressão diametral estática, desde 1980, vem sendo utilizado para medir a resistência à tração indireta das misturas asfálticas (PINTO e PREUSSLER, 1980). O ensaio é realizado aproveitando-se a prensa do ensaio de Estabilidade Marshall que faz parte da norma de dosagem dos concretos asfálticos.

2.5.2 Método de ensaio

O método de ensaio utilizado para medir a resistência à tração por compressão diametral no Brasil segue os procedimentos recomendados em DNER ME 138/94. Este método pode ser aplicado em corpos de prova cilíndricos de misturas asfálticas, do tipo Marshall tradicional, moldados em laboratório ou em amostras extraídas com sonda rotativa no campo de revestimentos asfálticos em serviço. Conforme cita BERNUCCI et al. (2007) a aplicação das forças para rompimento dos corpos de prova se dá em frisos metálicos, cuja corda é de 12,7 mm, com curvatura semelhante a das amostras asfálticas compactadas (figura 2.77).

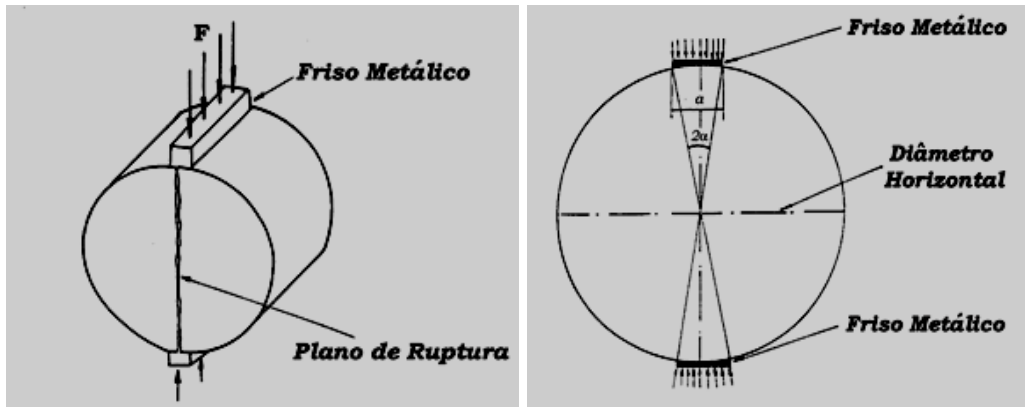


Figura 2.77: Desenho esquemático do ensaio de resistência à tração por compressão diametral (BERNUCCI *et al.*, 2007).

Os corpos de prova devem ter uma espessura entre 3,5 e 6,5 cm e diâmetro de 10 a $\pm 0,2$ cm e devem ser utilizados os seguintes equipamentos:

- prensa mecânica calibrada, com sensibilidade igual ou inferior a 19,60N, com êmbolo capaz de deslocar-se a uma velocidade controlada de 0,8 a $\pm 0,1$ mm/s;
- estufa capaz de manter a temperatura dos corpos-de-prova entre 30 e 60 °C;
- sistema de refrigeração capaz de manter a temperatura em 25 °C;
- paquímetro com precisão de 0,1mm e;
- dispositivo de posicionamento e centralização do corpo-de-prova munido de dois frisos metálicos paralelos entre si destinados à aplicação de carga em duas geratrizes opostas que passam coincidentes com o plano que compreende o diâmetro vertical do corpo de prova (figura 2.78).

O procedimento do ensaio segue os seguintes passos:

- medir a altura (H) do corpo de prova com paquímetro em quatro posições diametralmente opostas e considerar o valor médio das quatro medidas;
- medir o diâmetro (D) do corpo de prova com paquímetro em três posições paralelas, com precisão de 0,1mm e adotar o valor médio das medidas;
- posicionar o corpo de prova no dispositivo centralizador e apoiar o conjunto no prato inferior da prensa mecânica. Ajustar o êmbolo de modo a aplicar uma leve compressão no corpo-de-prova. Iniciar a aplicação de carga pela prensa imediatamente após a adaptação do corpo-de-prova no dispositivo centralizador;

- aplicar a carga de compressão progressivamente na velocidade de deslocamento de 0,8 a $\pm 0,1$ mm/s até a ruptura por separação do corpo-de-prova em duas partes (figura 2.79).



Figura 2.78: Dispositivo para posicionamento do corpo de prova para aplicação das cargas no ensaio de resistência à tração (Foto do autor).



Figura 2.79: Rompimento de corpo de prova no ensaio de resistência à tração por compressão diametral (Fotos do autor).

A determinação do valor da resistência à tração por compressão diametral do corpo de prova é calculada por meio da expressão:

$$\sigma_R = \frac{2F}{\pi DH} \quad (2.2)$$

Onde:

σ_R = resistência à tração por compressão diametral expressa em MPa, com precisão de 0,01 MPa,

F = Carga de ruptura em N, com precisão de 1 N

D = Diâmetro do corpo-de-prova em mm, com precisão de 0,1mm

H = Altura do corpo-de-prova em mm, com precisão de 0,1mm

2.5.3 Aplicação

O ensaio de tração por compressão diametral fornece como resultado a resistência mecânica da mistura asfáltica. Na fase de condicionamento para determinação do módulo de resiliência (DNER ME 133/94) é utilizado para definição da força F capaz de produzir uma tensão (t) $\leq 30\%$ da carga de compressão determinado no ensaio da resistência à tração estática.

2.6 Módulo de Resiliência

2.6.1 Generalidades

O Laboratório da Divisão de Rodovias da Califórnia iniciou em 1938, estudos sobre os deslocamentos verticais sofridos por um pavimento, ocasionados pelo carregamento rápido, quando da passagem do tráfego. Essas deformações foram denominadas de deflexões, termo utilizado para os deslocamentos verticais transientes, isto é, quando sujeito a um carregamento móvel. Cessada a carga o pavimento retorna à condição anterior imediatamente. As medidas foram obtidas através uma campanha com a colocação de 400 sensores mecano-eletromagnéticos dentro do pavimento capaz de medir os deslocamentos, relatado por Porter e Barter, em 1943, (MEDINA, 1997) e (MEDINA e MOTTA, 2005).

MEDINA (1997) e MEDINA e MOTTA (2005) descrevem que se deve a Francis Hveem o primeiro estudo sistemático para determinar a deformabilidade dos pavimentos, através de uma campanha de medidas em 1951. Neste período, estabeleceram as máximas deflexões admissíveis, para que os pavimentos tivessem uma vida de fadiga satisfatória. Hveem relacionava o trincamento progressivo que ocorria nos revestimentos asfálticos com as deformações resilientes das camadas subjacentes, principalmente o subleito.

Hveem preferiu usar o termo resiliente, ao invés de elástica para as deformações, argumentando que, estas são muito maiores que nos sólidos elásticos como o concreto, aço, etc. Na realidade o termo resiliência significa a energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações; corresponde a energia potencial de deformação. MOTTA (1991) comenta que os termos resiliência e módulo de resiliência estão devidamente consagrados no meio rodoviário. Embora alguns autores discordem desta denominação, baseados no fato de que resiliência tem uma definição formal em português.

Uma primeira versão, em 1946, de um equipamento capaz de medir em laboratório, o efeito da aplicação de cargas repetidas nos materiais foi desenvolvida por Hveem no qual denominou de "resiliômetro". Na Universidade da Califórnia, na década de 50, os pesquisadores Seed e Fead desenvolveram equipamento triaxial dinâmico, de cargas repetidas, visando à determinação do módulo de resiliência para fins rodoviários, que serviu de base para os modelos utilizados atualmente (SANTOS, 1998).

Os estudos de laboratório sobre resiliência dos solos, no Brasil, iniciados em 1977 na COPPE/UFRJ teve como referência fundamental o *Special Report 162* do TRB de 1975 (MEDINA, 1997). Estes estudos intensificaram-se a partir do Convênio COPPE/UFRJ e IPR/DNER, em 1978.

Na elaboração de várias teses de mestrado e doutorado no estudo da mecânica dos pavimentos foram obtidas grande quantidade de informações sobre o comportamento sob carga repetida de solos brasileiros. Dados foram obtidos, através dos ensaios triaxiais de carga repetida em solos, bem como, em misturas betuminosas e bases cimentadas. Nestes materiais realizaram-se ensaios de tração indireta por compressão diametral, com carregamentos repetidos de curta duração. A partir destes dados, foi possível obter-se parâmetros de resiliência e modelos de fadiga, adotados para dimensionamento de reforço dos pavimentos flexíveis por PREUSSLER (1983) e nos dimensionamentos de pavimentos novos (MOTTA, 1991).

2.6.2 Ensaio de carga repetida em misturas asfálticas

Segundo MEDINA e MOTTA (2005) é atribuído a SCHMIDT (1972), da CHEVRON, na Califórnia, a aplicação, em misturas asfálticas, de ensaios com carregamento dinâmico. No final da década de 70 já era consenso entre vários pesquisadores, conforme QUEIROZ e VISSER (1978), de que o ensaio de tração indireta por compressão diametral se mostrava o mais apropriado para avaliação das características resilientes das misturas asfálticas. Várias razões levaram a esta conclusão:

- trata-se de um ensaio de simples execução;
- corpos de prova compactados de forma idêntica ao de dosagem Marshall;
- o início de ruptura ocorre numa região do corpo de prova sujeita a tensão de tração praticamente uniforme;
- se comparado a outros métodos o coeficiente de variação dos resultados é baixo;
- o ensaio pode ser executado com carregamento estático ou repetido;
- o ensaio simula o estado de tensão na parte inferior da camada asfáltica pois se trata de uma zona sujeita a esforços de tração.

O ensaio de tração indireta consiste no carregamento dinâmico de uma amostra cilíndrica, por compressão de uma força F distribuída ao longo de dois frisos estreitos (corda =12,7mm), em posições opostas, gerando esforços de compressão na direção vertical e de tração na horizontal. As deformações resilientes são medidas ao longo do diâmetro horizontal do corpo de prova cilíndrico. A carga F é aplicada, repetidamente, ortogonalmente ao plano horizontal conforme mostra o esquema da figura 2.80. As deformações diametrais e horizontais são medidas através de medidores eletromecânicos tipo LVDT- *Linear Variable Differential Transformer*. (PINTO e PREUSSLER, 1980).

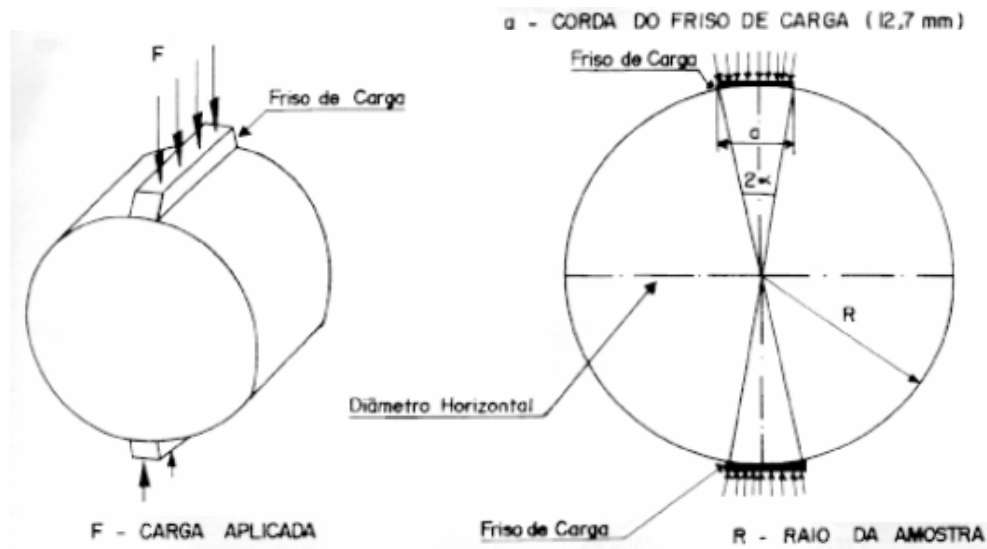


Figura 2.80: Ensaio de tração indireta por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos (PINTO e PREUSSLER, 1980).

As expressões matemáticas para o cálculo das tensões de tração e compressão que ocorrem no plano diametral horizontal, ortogonal à carga F aplicada (figura 2.81), segundo SCHMIDT (1972) foi desenvolvida por Frocht, conforme se apresentam a seguir:

$$\sigma_x = \frac{2F}{\pi t d} \left(\frac{d^2 - 4x^2}{d^2 + 4x^2} \right)^2 \quad (2.3)$$

$$\sigma_y = \frac{-2F}{\pi t d} \left(\frac{4d^4}{(d^2 + 4x^2)^2} - 1 \right) \quad (2.4)$$

Onde:

- F - força
- t - altura da amostra
- d - diâmetro da amostra
- x - abscissa do ponto considerado no plano diametral horizontal
- σ_x - tensão de tração
- σ_y - tensão de compressão

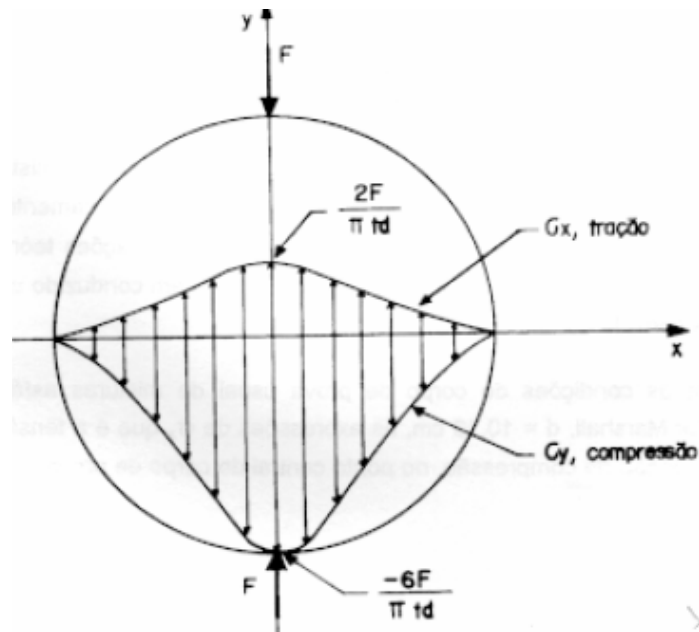


Figura 2.81: Distribuição da tensão de tração e compressão no plano diametral vertical (PINTO e PREUSSLER, 1980)

A expressão que representa a deformação específica (ϵ_x) no plano diametral horizontal apresentado por SCHMIDT (1972) é:

$$\epsilon_x = \frac{2F}{E \pi t d} \left(\frac{4d^4 - 16d^2x^2}{(d^2 + 4x^2)^2} + (1 - \mu) \right) \quad (2.5)$$

Onde:

- ϵ_x deformação específica
- F - força
- E - módulo de elasticidade
- μ - coeficiente de Poisson
- t - altura da amostra
- d - diâmetro da amostra
- x - abscissa do ponto considerado no plano diametral horizontal

A integração da expressão (2.5), no intervalo $-d/2$ a $+d/2$, calcula a deformação total (Δ) obtendo-se a seguinte expressão para cálculo do módulo de elasticidade (E) considerando $d = 10,16$ cm:

$$E = \frac{F}{t\Delta} (\mu + 0,2734) \quad (2.6)$$

Segundo MARQUES (2004) também ocorrem tensões σ_x e σ_y , no plano diametral vertical, conforme pode ser visto na figura 2.82, sendo expressas pelas seguintes equações:

$$\sigma_x = \frac{2F}{\pi td} \quad \text{e} \quad \sigma_y = \frac{-2F}{\pi td} \left(\frac{2d}{d-2y} + \frac{2d}{d+2y} - 1 \right) \quad (2.7 / 2.8)$$

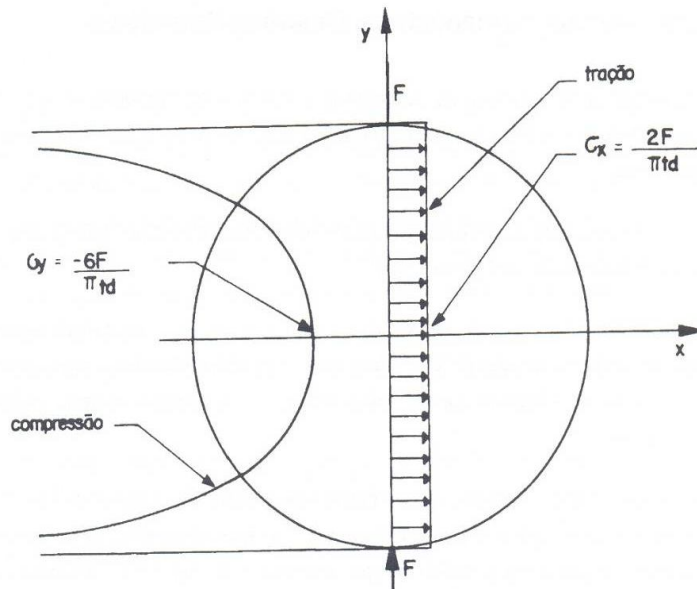


Figura 2.82: Ilustração da distribuição das tensões de compressão e tração no plano vertical (PINTO e PREUSSLER, 1980)

Analisando a figura 2.82, observa-se que os níveis de tensões de tração apresentam-se uniformes ao longo do plano diametral vertical e portanto pode ser calculado pela expressão:

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi dt} \quad (2.9)$$

Segundo BERNUCCI *et al.* (2007) no caso de corpos de prova moldados no compactador Marshall ($d=10,16$ cm) o cálculo do módulo de resiliência é obtido a partir da carga aplicada sobre um friso curvo e dos deslocamentos horizontais recuperáveis por meio da seguinte expressão:

$$MR = \frac{P}{\Delta \times H} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (2.10)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência, MPa;

P = carga vertical repetida aplicada diretamente no corpo-de-prova, N;

Δ = deslocamento resiliente registrado para 300, 400 e 500 aplicações da carga (P), mm;

H = altura do corpo de prova, mm;

m = coeficiente de Poisson.

O ensaio de módulo de resiliência (MR) em misturas asfálticas no Brasil é padronizado pelo método de ensaio DNER-ME 133/94 (DNER, 1994). Os equipamentos utilizados e procedimentos executivos do ensaio são:

Equipamentos

- Sistema pneumático de carregamento, composto de: regulador de pressão para aplicação da carga vertical repetida; válvula de transmissão da carga vertical; cilindro de pressão e pistão de carga; dispositivo mecânico digital *timer* para controle do tempo de abertura da válvula e frequência de aplicação da carga vertical.
- Sistema de medição de deslocamento do corpo-de-prova constituído de: dois transdutores mecânicos-eletromagnéticos tipo LVDT; suporte para fixação dos LVDTs na amostra; oscilógrafo e amplificador com características apropriadas para uso com os transdutores LVDTs.
- Estrutura de suporte com acessórios.

Preparação dos corpos de prova para ensaio

- posicionar o corpo-de-prova, entre dois frisos metálicos curvos;
- fixar e ajustar os transdutores LVDTs, como mostra figura 2.83 que existe a opção de utilizar um ou dois transdutores;
- assentar perfeitamente o pistão de carga e os cabeçotes no corpo de prova.

BERNUCCI *et al.* (2007) destacam que já existem no país equipamentos que incorporam todo o aparato necessário à realização do ensaio. Através de um sistema eletrônico de aquisição de dados realizados pelos LVDTs, que converte as leituras em valores digitais e transfere-as para um microcomputador onde é feita a visualização dos

resultados. A figura 2.84 mostra o equipamento para determinação do módulo de resiliência pertencente ao Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

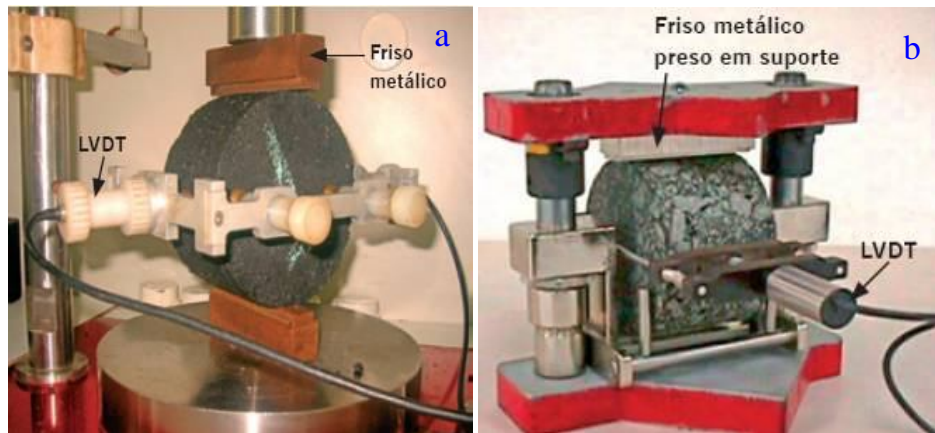


Figura 2.83: Detalhes: a) Suporte com dois LVDTs, b) Suporte com um único LVDT (BERNUCCI, *et al.*, 2007).



Figura 2.84: Equipamento automatizado para realização de ensaio de módulo de resiliência pertencente ao Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ (Foto do autor).

Segundo MEDINA e MOTTA (2005) no ensaio de carga repetida a frequência de aplicação da carga (P) é de 60 ciclos por minuto, com o tempo de aplicação de carga de 0,10 segundo e, portanto, com 0,90 segundo de repouso ou descarregamento. Nas misturas asfálticas, pelo fato do asfalto ser termoviscoelástico a medida do deslocamento e deste a deformação passa por três fases: a parcela elástica, a parcela viscosa e a parcela permanente. Entretanto não é fácil a separação destas bem como a temperatura é um fator que influi em todas as parcelas.

Nos ensaios de carga repetida os deslocamentos levados em consideração são os recuperáveis (resilientes). Entretanto mesmo para níveis de carregamento muito baixo (5% da tensão de ruptura) os deslocamentos plásticos ainda são perceptíveis (deslocamento permanente) como mostra a figura 2.85 e não devem ser levados em consideração no cálculo do módulo de resiliência (BERNUCCI, *et al.* 2007). Então é feito um desconto nos deslocamentos lidos traçando-se duas tangentes passando pelas partes retíneas do registro deste parâmetro. Segundo MEDINA e MOTTA (2005) a parcela elástica medida na interseção das duas tangentes (figura 2.86) é usada no cálculo do módulo de resiliência.

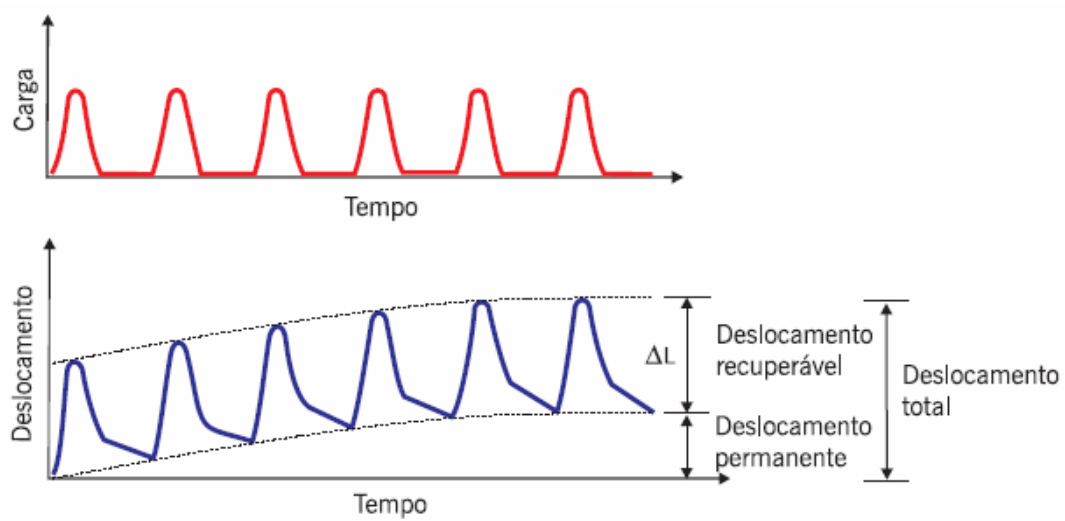


Figura 2.85: Parcelas dos deslocamentos resilientes e permanentes do ensaio de módulo de resiliência (BERNUCCI, *et al.*, 2007).

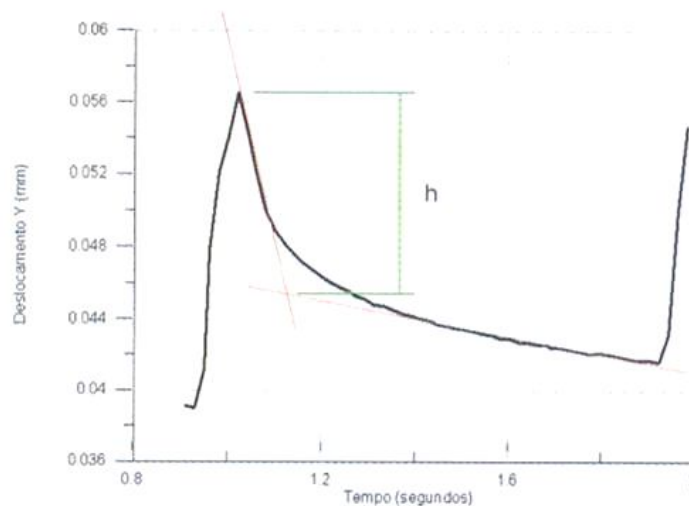


Figura 2.86: Pulso de carga e forma de cálculo da deformação elástica por tangentes (MEDINA e MOTTA, 2005).

BERNUCCI *et al* (2007) comentam que está em elaboração uma proposição de especificação pela ABNT do ensaio de módulo de resiliência (MR), com base na norma do DNER, no âmbito da Comissão de Asfalto do Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás (IBP) das quais os autores referenciados fazem parte. A ASTM também está desenvolvendo um trabalho de revisão da norma similar norte-americana.

2.7 Ensaio Complementares

2.7.1 Ensaio Cântabro

Esse ensaio teve origem no *Centro de Estudios de Carreteras e Universitat Politècnica de Catalunya* (NLT 325/86-*Determinación de la perdida por desgaste de Mezclas el Empleo de La Maquina de Los Angeles*), na Espanha. A sua aplicação tem como objetivo avaliar a resistência à desagregação (desgaste) das misturas asfálticas.

Esta patologia é comum nos revestimentos brasileiros por má dosagem ou devido às condições ambientais. Geralmente, inicia-se com a remoção dos finos da mistura devido o atrito pneu-pavimento tornando a superfície do revestimento rugosa.

No Brasil, adota-se a norma DNER-ME 383/99 (baseada na NLT 325/86) que sistematiza os procedimentos de ensaio, a saber:

- inicialmente pesar o corpo de prova Marshall e anotar o peso (P);
- colocar na máquina Los Angeles o corpo de prova sem a carga abrasiva (figura 2.87);
- ligar a máquina para executar 300 revoluções do tambor, com uma velocidade de 30 a 33 rpm e a uma temperatura de 25°C;
- após as 300 volta do tambor, remover e pesar o corpo de prova (P').

O cálculo do desgaste por abrasão é dado em percentagem, onde a Abrasão (A) é dado pela diferença do peso inicial pelo final dividido pelo peso inicial multiplicado por 100. O resultado da abrasão é dado pela média aritmética de pelo menos 03 determinações. Os valores individuais não devem diferir de $\pm 20\%$ do valor médio. A especificação DNER ES 386/99 recomenda para o desgaste da camada porosa de atrito (CPA), um valor máximo admissível de 25%.



Figura 2.87: a) Máquina de abrasão Los Angeles. Nos detalhes: b) CP sem cargas abrasivas dentro do cilindro e c) CP após o ensaio (BERNUCCI, *et al.*, 2007).

BERNUCCI *et al.* (2007) comenta que apesar de sua concepção ser para pavimentos com volume de vazios elevado (misturadas abertas) o ensaio de desgaste medido pelo ensaio Cântabro pode ser aplicado em misturas asfálticas mais densas. Já existe histórico de controle tecnológico em misturas do tipo CPA, bem como, em pesquisa de laboratório com areias asfaltos a quente e a frio, em concretos asfálticos (com e sem fíler) e misturas mornas com resultados satisfatórios.

SILVEIRA (1999) realizando pesquisa com areia asfalto a frio usando como agregado areia do rio Acaraú (Ceará), fez ensaios de perda de massa (Cântabro), em corpos de prova com ligantes dos tipos RL-1C convencional e polimerizada. Os estudos foram realizados com 03 teores de ligante e média de 04 determinações, cujos resultados encontram-se na tabela 2.28.

Tabela 2.28: Resultados médios do desgaste Cântabro das misturas com emulsão convencional e polimerizada.

RL-1C (convencional)		RL-1C (polimerizada)	
Teor de Ligante (%)	Desgaste (%)	Teor de Ligante (%)	Desgaste (%)
5,75	4,50	5,75	5,17
6,50	3,14	6,50	3,51
7,25	2,31	7,25	0,91

Na análise dos resultados, SILVEIRA (1999) destaca que, pelo encontrado na literatura internacional esperava-se que fossem menores os valores do desgaste nas misturas asfálticas com emulsão polimerizada, no entanto isto só ocorreu na amostra com teor acima do teor de projeto (6,5%). Entretanto salienta a redução do desgaste com o aumento do teor de ligante provavelmente pelo melhor envolvimento dos agregados pelo asfalto para os dois tipos de emulsão. Finaliza destacando o baixo valor de perda de massa pelo ensaio Cântabro caracterizando com resistentes ao desgaste às misturas asfálticas estudadas.

ALDIGUERI e BERNUCCI (2002) realizaram ensaios, em laboratório, de perda de massa (Cântabro) em misturas do tipo areia asfáltica a quente (AAUQ) utilizando areia fina siltosa do Ceará com os seguintes ligantes: CAP 50/60, CAP 30/45 e de alta viscosidade penetração 25 ($\times 10^{-1}$ mm) modificado por asfaltita. As misturas foram avaliadas com os teores de ligantes variando de 8, 9 e 10%. A figura 2.88 ilustra graficamente os valores médios de 04 resultados da perda de massa com variação dos teores e tipos de ligantes. Os autores comentam que conforme o esperado com o aumento do ligante reduziu-se o desgaste, entretanto o CAP 30/45 apresentou um comportamento anômalo.

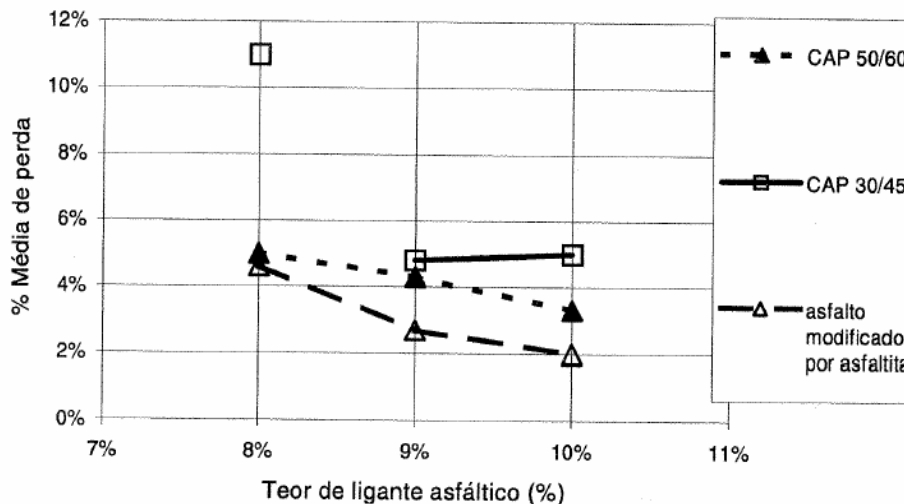


Figura 2.88: Resultados dos ensaios Cântabro, em AAUQ, variando o tipo e o teor de ligante (ALDIGUERI, 2002).

WESSELING (2005) utilizou o ensaio Cântabro para medir a resistência ao desgaste de misturas asfálticas do tipo CBUQ utilizando materiais naturais e/ou resíduos

industriais. A tabela 2.29 apresenta os resultados médios encontrados para as quatro dosagens estudadas.

Tabela 2.29: Apresenta os resultados médios do ensaio Cântabro nas amostras estudadas.

Mistura	Agregados			Teor de Ligante (%)	Desgaste Cântabro (%)
	Escória Aciaria (%)	Resíduo de areia de fundição (%)	Agregados naturais - brita e/ou pó de pedra (%)		
Referência	0	0	100	4,75	3,80
A	70	0	30	5,50	2,45
B	5	25	70	5,35	2,51
C	85	15	0	7,00	2,05

O pesquisador destaca que nas misturas com adição dos resíduos industriais reduziu-se a perda de massa em relação à mistura de referência, provavelmente pela necessidade de um maior teor de ligante principalmente a amostra C. Comparando-se os valores de desgaste das amostras com os resíduos industriais pode-se considerar que as misturas apresentaram perdas de massa semelhantes.

ROHDE *et al.* (2009) com o objetivo caracterizar as misturas mornas realizaram pesquisas utilizando ensaios da metodologia Marshall, resistência à tração, módulo de resiliência, perda de massa por desgaste Cântabro e resistência ao dano por umidade induzida (Método Lottman Modificado). Através deste experimento, procura-se desenvolver técnicas de dosagem para a formulação e aplicação de misturas asfálticas em temperaturas intermediárias.

A dosagem seguiu a técnica do EBE (Enrobé à Basses Énergie) que consiste em aquecer o agregado graúdo e umedecer a fração arenosa e os resultados foram comparados com misturas a quente (CAP 50/70) e a frio (emulsão convencional). A tabela 2.30 apresenta os resultados do ensaio de perda de massa Cântabro, para teores iguais nas misturas de 5,5% de ligante asfáltico.

Tabela 2.30: Perda de massa no ensaio Cantabro.

Misturas asfálticas	Perda de Massa (%)
Emulsão asfáltica modificada	7,3
EBE 8	2,6
Mistura Referência (CA)	3,1

A mistura média com emulsão asfáltica (taxa de 5,5% de CAP residual) foi a que apresentou maior desgaste Cântabro. Os autores atribuem aos aditivos o bom desempenho da mistura com emulsão com relação ao RT e ao MR, entretanto provavelmente esta “rigidez” pode ser responsável pelo maior desgaste das misturas com emulsão

BUDNY (2009) desenvolveu pesquisa de avaliação do comportamento de uma mistura do tipo concreto asfáltico com diferentes tipos de cal (dolomítica e calcítica). Inicialmente através da dosagem Marshall determinou os parâmetros volumétricos das misturas e realizou ensaios para avaliar as características mecânicas e de adesividade da mistura.

A resistência ao desgaste foi realizada através do ensaio Cântabro (DNER – ES 383/99). As amostras de concreto asfáltico, sendo uma de referência sem cal, uma com cal calcítica (CH1 C) e duas com cal dolomítica (CH1 D e CH2 D) foram ensaiadas a três temperaturas (-18°C, 5° e 25°C). As amostras ensaiadas com as temperaturas mais baixas tiveram maiores desgastes. Na tabela 2.31 são apresentados apenas os resultados à temperatura padrão do ensaio (25°C) nas respectivas misturas em teste.

Tabela 2.31: Resultados de perda de massa Cântabro.

Mistura	Temperatura	Teor de ligante (%)	Perda de Massa (%)
Referência s/cal	25°C	5,5	3,95
Cal CH1 C		4,7	5,37
Cal CH1 D		5,0	8,28
Cal CH2 D		5,0	4,46

2.7.2 Wet Track Abrasion Test – WTAT

O ensaio de WTAT (NBR 14746/2001) originalmente é utilizado para determinar o desgaste de misturas do tipo lama asfáltica ou microrrevestimento sob condições de abrasão úmida. Este ensaio tem por objetivo medir o desempenho das citadas misturas. Através dele é possível definir o teor de projeto de emulsão para uma mistura a frio de agregados, emulsão e aditivos (cimento, cal e outros) se houver.

O ensaio consiste em pesar a amostra devidamente curada e depois colocá-la imersa em água a uma temperatura de 25°C, por um período de 1 hora. Em seguida é fixada em equipamento específico, para ser desgastada por atrito através de movimentos circulares, de uma mangueira padronizada com dureza de 50 Shore (figura 2.89), durante um período pré-determinado por norma. O tempo de operação é apresentado na tabela 2.32, geralmente é utilizado 300 segundos (5 minutos). A máquina é ligada a uma velocidade de 110 rpm.



Figura 2.89: Aparelho para ensaio de WTAT e no detalhe a borracha para abrasão (Fotos do autor).

Tabela 2.32: Tempos de operação e fator de área (NBR-14746/2001).

Misturadora	Tempo de Operação equivalente (s)	Fator de área (m ⁻²)
C-100	(300±2)	32,9 × 1,00
A-120	(405±2)	29,9 × 1,17
N-50	(315±2)	37,5 × 0,78

Após o ensaio de abrasão, a amostra é removida e lavada e colocada em estufa (60±3) °C para secar até que seja atingida a constância em peso. Os cálculos podem ser realizados de duas maneiras, através do método normal, a saber:

- Expresso em gramas

$$P = P_1 - P_2 \quad (2.11)$$

Onde:

P – perda em gramas por abrasão;

P₁ e P₂ - peso inicial e final da amostra, respectivamente.

- Perda por abrasão

È obtida a partir do valor de P multiplicado pelo fator de área, em função do tipo de máquina utilizada, que se encontra na tabela 2.28.

Desde 2006, o método de ensaio ASTM (D 7196-06 - Método de Ensaio Padrão para Análise de Desgaste de Amostras de Misturas a Frio com Emulsão Asfáltica), foi aprovado e está sob responsabilidade do Comitê ASTM D04 para Rodovias e Materiais de Pavimentação e é de responsabilidade direta da Subcomissão D04.27 para Misturas Asfálticas a Frio. Este método mede a resistência ao desgaste misturas asfálticas com emulsão ou de misturas de agregados de pavimentos asfálticos reciclados (RAP), simulando a abrasão caso a mistura seja exposta precocemente ao tráfego.

Uma mistura a frio é composta de agregado e / ou RAP, aditivos (caso seja preciso), água (se necessário) e emulsão asfáltica. Essa mistura pode ser realizada em campo (Método A) ou através de mistura em laboratório (Método B). A mistura é compactada em um compactador giratório e a cura é realizada em condições específicas por um determinado período de tempo. Após o tempo de cura, uma mangueira de borracha rotativa exerce uma força de abrasão na amostra por um período de tempo determinado (figura 2.90), e a quantidade de material desgastado é calculado. O valor do desgaste é dado pela diferença do peso inicial da amostra e o peso após o ensaio dividido pelo peso inicial, sendo expresso em porcentagem.

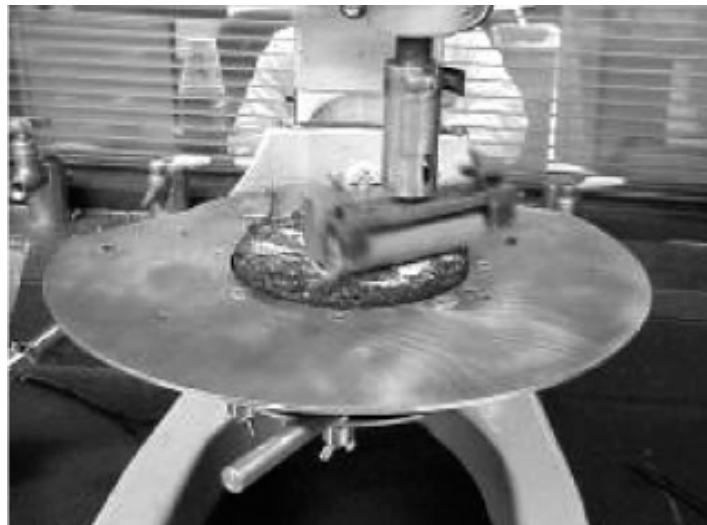


Figura 2.90: Equipamento para ensaio de desgaste por abrasão, em misturas a frio com emulsão asfáltica (ASTM D 7196-06).

Este ensaio é utilizado para definição da cura e da dosagem de misturas a frio com emulsão asfáltica, através de ensaio de desgaste em amostras compactadas. Trata-se de um teste de desempenho que deve ser utilizado para qualificar as condições da mistura e definir aproximadamente o tempo de cura para liberação ao tráfego, bem como atingir a resistência aos danos provenientes das condições atmosféricas.

DUQUE NETO (2004) desenvolveu uma interessante pesquisa adaptando o ensaio de determinação de perda por abrasão úmida para microrrevestimentos a frio e lama asfáltica (NBR14746/2001) para testes de abrasão em amostras de solo apenas com imprimação convencional e com tratamento antipó. A diferença principal do ensaio adaptado está na amostra com solo compactado com espessura de 4,0 cm em molde específico. Também propôs uma metodologia, atribuindo notas (tabela 2.33), como exemplo foi escolhido camada que representa o revestimento, para avaliação do desempenho (qualificação), após as amostras serem submetidas à abrasão. Esta nota foi dividida em três parcelas: a primeira através de uma avaliação qualitativa, a segunda referente ao afundamento que a borracha produz e o por último em relação à perda de massa do corpo-de-prova por abrasão.

O citado pesquisador, justifica a não criação do conceito regular, geralmente comum nas classificações, é devido o ensaio possuir notas através de observações visuais que irão depender da acurácia ou grau de treinamento e da severidade que o laboratorista avaliará o ensaio. Portanto, o autor considera os conceitos de aprovação do (muito bom e bom) e os de reprovação (ruim e péssimo) do ensaio (tabela 2.34).

Tabela 2.33 – Notas para qualificação do ensaio WTAT modificado (DUQUE NETO, 2004).

Atribuições para desempenho no WTAT – camada antipó			
Nota	Observações visuais	Perda por Abrasão (%)	Def. vertical (mm)
10	Arrancamento de até 20% e ausência de exudação	< 30	< 2,0
8	Arrancamento de 20 a 50% e pequena exudação	30 a 50	2,0 a 3,0
5	Arrancamento de 50 a 80% e/ou exudação	50 a 80	3,0 a 4,0
0	Arrancamento maior que 80% e/ou exudação	> 80	> 4,0

Tabela 2.34: Conceitos para qualificação do ensaio WTAT, propostas no estudo (DUQUE NETO, 2004).

Qualificação do WTAT	
Pontuação	Conceito
28 a 30	Muito Bom
23 a 27	Bom
16 a 22	Ruim
0 a 15	Péssimo

Nessa linha de estudos outros autores como: THULER (2005) e THULER *et al.* (2006) utilizaram para solos do Rio de Janeiro. MICELI JR (2006) e SOLIZ (2007) realizaram testes em solos estabilizados com betume, do estado do Rio de Janeiro. Também GONDIM (2008) e SANT'ANA (2009) desenvolveram trabalhos utilizando esta metodologia em pesquisa de resistência ao desgaste com estabilização de solos (solo-emulsão como base e revestimento) para rodovias de baixo volume de tráfego no Ceará e Maranhão, respectivamente.

2.7.3 Loaded Wheel Test-LWT

O ensaio de LWT segue a norma NBR 14841/2002, tendo sido desenvolvido para avaliar o efeito da compactação e características de deformação dos microrrevestimentos a frio sob a ação do tráfego. O ensaio permite ainda avaliar a dosagem de microrrevestimentos a frio, através da determinação de excesso de ligante e adesão de areia pela máquina LWT (figura 2.91) objetivando evitar a exudação por efeito do tráfego. A amostra de microrrevestimento é compactada através do movimento repetitivo de uma roda de borracha sob condições de carga e de número de ciclos pré-determinado.



Figura 2.91: Aparelho para ensaio de LWT e no detalhe da roda (BERNUCCI *et al.*, 2007).

Alguns cuidados devem ser observados antes da realização do ensaio como:

- a temperatura de ambiente e dos materiais deve ser de $25^{\circ}\text{C}(\pm 1^{\circ}\text{C})$;
- a roda de borracha de estar limpa e isenta de óleos;
- colocar a roda com cuidado sobre a amostra para evitar deformação na superfície do corpo de prova;

- zerar o contador antes de ligar a máquina LWT.

DUQUE NETO (2004) fez uma adaptação do ensaio LWT, procurando-se manter as peculiaridades do ensaio original. O objetivo é avaliar o efeito da compactação e as características de deformação do tratamento antipó quando simulado a ação do tráfego. Procurou avaliar a durabilidade, a taxa empregada e a eficiência da emulsão escolhida. Atribuiu notas em função de observações visuais das condições dos corpos de prova e do afundamento pela repetição de carga da roda (tabela 2.35). A partir da pontuação obtida entra-se na tabela 2.36 e é feita a qualificação do LWT.

Tabela 2.35: Notas para qualificação do ensaio LWT modificado (DUQUE NETO, 2004).

Atribuições para desempenho no LWT – camada antipó		
Nota	Observações visuais	Afundamento (mm)
10	Sem defeitos, pouco desgaste (arrancamento menor que 20%), ausência de exudação, quantidade material solto menor que 50%.	< 4,0
8	Poucos defeitos, arrancamento de até 50% do ANTI-PÓ, pequena exudação, aparecimento de lombadas sem arrancamento de placas	4,0 a 6,0
5	Arrancamento acima de 50% do ANTI-PÓ, arrancamento nas partidas, exudação, aparecimento de lombadas com arrancamento de placas.	6,0 a 10,0
0	Destruição total do ANTI-PÓ.	> 10,0

Tabela 2.36: Conceitos para qualificação do ensaio LWT, propostas no estudo (DUQUE NETO, 2004).

Qualificação do LWT	
Pontuação	Conceito
18 a 20	Muito Bom
15 a 17	Bom
8 a 14	Ruim
0 a 7	Péssimo

De forma idêntica ao ensaio de WTAT, vários pesquisadores realizaram também estudos com materiais para base e revestimento utilizando a técnica do ensaio LWT adaptado por DUQUE NETO (2004).

2.7.4 Tomografia computadorizada aplicada às misturas asfáltica a frio

As misturas de areias asfálticas a frio confeccionada com agregado composto por areia grossa de rio, geralmente se caracterizam por possuir uma granulometria aberta, portanto possuindo uma alta percentagem de vazios. Dessa forma, uma

ferramenta que mostre a distribuição dos vazios nos corpos de prova, após a compactação, é importante para a análise e compreensão do comportamento mecânico dessas misturas.

BRAZ *et al.* (1996) realizaram interessante pesquisa utilizando a tomografia computadorizada em corpos de prova (laboratório e campo) de misturas a quente para uma avaliação estrutural das suas características quando submetidos aos ensaios de módulo de resiliência, estabilidade, resistência à tração estática e fadiga. Para os pesquisadores esta técnica mostrou-se excelente ferramenta de análise por permitir a comparação das imagens para avaliar a qualidade e integridade dos corpos de prova.

A possibilidade de identificar e acompanhar a evolução do processo de trincamento durante o carregamento dinâmico leva a interpretação da distribuição das tensões e deformações nos corpos de prova quando submetidos a um carregamento. BRAZ *et al.* (1996) observaram que após o ensaio de módulo de resiliência aparentemente não se percebe alteração significativa na estrutura interna do corpo de prova, isto é importante tendo em vista que os mesmos são utilizados posteriormente em outros ensaios mecânicos.

NASCIMENTO *et al.* (2006) relatam experiência utilizando a tomografia computadorizada para investigar a distribuição interna dos vazios com ar, em corpos de prova do tipo CBUQ denso. Estes foram obtidos através de moldagem em laboratório (compactação Marshall e Giratória) e de amostras extraídas em campo. Os autores constataram que os diferentes métodos laboratoriais de compactação influenciam a distribuição dos vazios, a orientação dos agregados, bem como no comportamento mecânico das misturas.

O equipamento de análise utilizado, pelos pesquisadores, foi da marca Picker (4ª geração), modelo PQS, no qual foram adquiridas imagens tomográficas bidimensionais, em que o corpo de prova é seccionado em fatias, na sua altura, com espaçamento de 1,0 milímetro. As imagens apresentam informações do Coeficiente de Atenuação (CT) para vários pontos do plano cilíndrico da amostra estudada, no qual apresentam valores proporcionais à densidade pontual.

Um programa computacional desenvolvido pela Petrobras para a área de produção petrolífera, denominado IMAGO cuja tela principal encontra-se ilustrada na figura 2.92, processa as fatias em três dimensões. É gerado um histograma com a frequência de ocorrência dos valores do CT nos diferentes pontos, associados às suas respectivas coordenadas espaciais x , y e z .

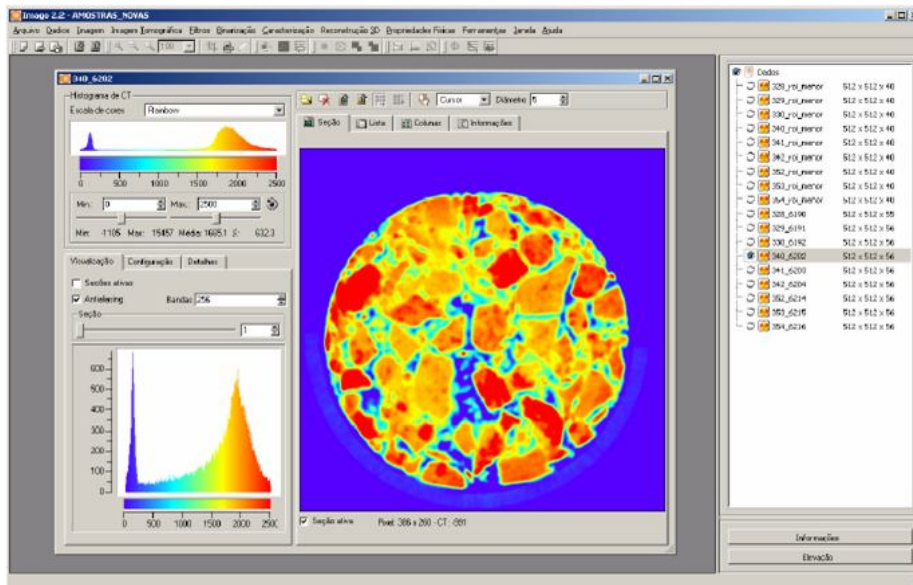


Figura 2.92: Tela de uma fatia de CP processada pelo software IMAGO com seu respectivo histograma com a distribuição de CT (NASCIMENTO *et al.*, 2006).

Através de ensaio convencional de laboratório (pesagem hidrostática) é determinada a densidade aparente dos corpos de prova. Os valores de vazios encontrados servirão de base para determinar o Coeficiente de Atenuação (CT) que equivale aos vazios com ar no interior do material.

NASCIMENTO *et al.* (2006) relatam que através de uma ferramenta disponível no IMAGO é feita a invasão de fluidos onde é possível identificar essa faixa de CT e definir o volume de vazios por área do corpo de prova. Na determinação dos vazios, dividiram os corpos de prova em três áreas circulares (central, intermediária e externa), bem como, a cada 1,0 mm da altura dos mesmos, ilustrado na figura 2.93.

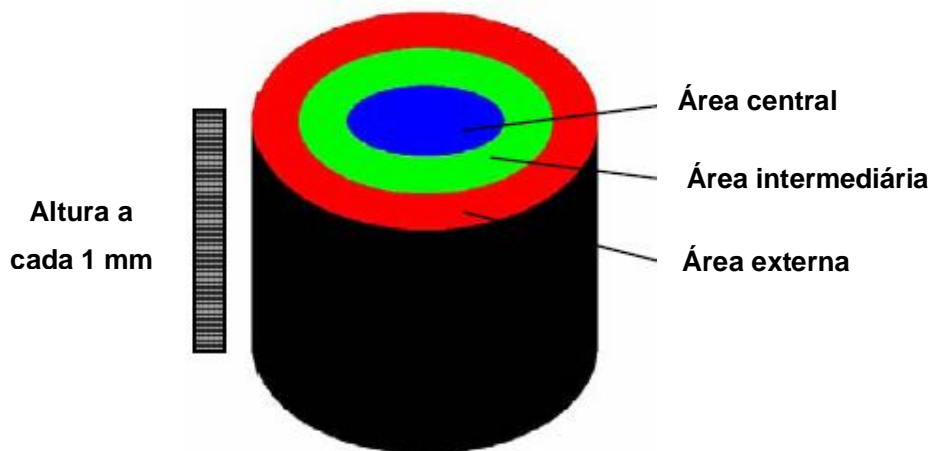


Figura 2.93: Divisão das áreas do corpo-de-prova para análise da distribuição dos vazios com ar (NASCIMENTO *et al.*, 2006).

Na fase final procede-se à reconstrução tridimensional dos corpos de prova através do *software* ENSIGHT, no qual a partir das fatias com seus respectivos histogramas e, utilizando-se de uma ferramenta de interpolação, recompõe-se o corpo-de-prova (figura 2.94). Com a identificação da faixa de CT equivalente aos vazios, pode-se destacá-la na imagem tridimensional, dessa forma, ficam visíveis apenas às superfícies iguais referentes a cada faixa selecionada (NASCIMENTO *et al.*, 2006).

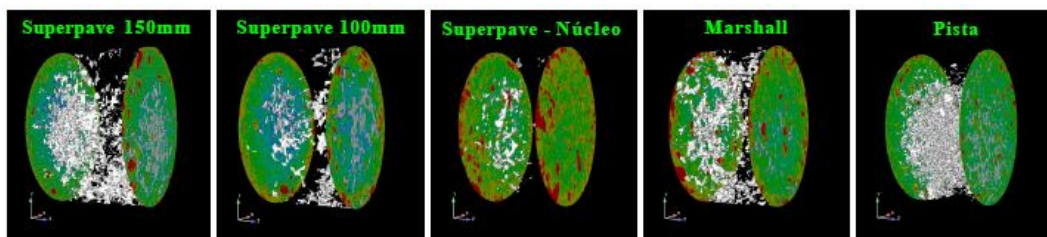


Figura 2.94: Ilustrações dos vazios com ar em corpos de prova moldados no compactador giratório e Marshall e extraído em pista (NASCIMENTO *et al.*, 2006).

Na pesquisa a mistura foi dosada utilizando as metodologias SUPERPAVE e Marshall e realizada uma compactação de 100 giros e 75 golpes/face, respectivamente, na moldagem das misturas. Foram preparados vários corpos de prova com diâmetro de 100 e 150 mm. Outros foram extraídos de corpo de prova de 150 mm com 4% de vazios e serrados no topo e base para ficar com a altura das amostras de 100 mm. As amostras extraídas apresentaram vazios de ar quase zero, indicando um fenômeno de densificação na parte central dos materiais compactados pelo SUPERPAVE.

A figura 2.95 apresenta os gráficos com os resultados do ensaio de tomografia computadorizada das metodologias SUPERPAVE e Marshall. A altura dos corpos-de-prova é representada nos eixos das ordenadas, enquanto que os valores da percentagem de vazios são plotados nos eixos das abscissas. A curva de cor preta representa a distribuição dos vazios com ar ao longo da altura da amostra. Enquanto as outras curvas (vermelha, verde e azul) representam à distribuição nas áreas externa, intermediária e central, respectivamente.

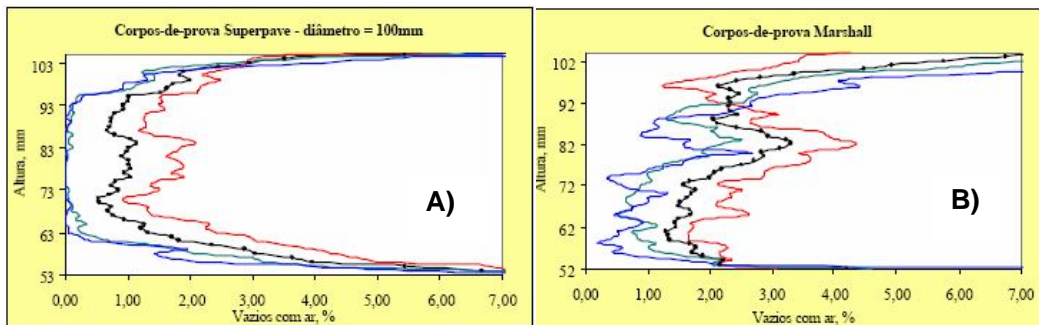


Figura 2.95: Distribuição dos vazios com ar em corpos de prova de 100 mm: A) SUPERPAVE e B) Marshall (NASCIMENTO *et al.*, 2006).

NASCIMENTO *et al.* (2006) analisando os resultados mostrados nos gráficos citam que o CP com a metodologia SUPERPAVE apresenta na vertical uma distribuição simétrica em todas as áreas e nas extremidades ocorre um aumento na percentagem de vazios com ar. Desprezando-se as extremidades verifica-se uma compactação uniforme com relação à altura. No sentido radial (borda ao centro) observa-se um aumento na densificação dos corpos de prova com maior homogeneidade para o menor diâmetro (100 mm).

Os autores prosseguindo na análise do gráfico, agora Marshall, destacam ao longo do CP uma assimetria vertical, isto é, uma pequena variação na distribuição dos vazios com relação à altura independentemente da área. No sentido radial do corpo de prova observa-se que na área externa os vazios apresentam-se maiores do que nas áreas intermediária e central.

2.7.5 Análise de forma dos agregados através do *Aggregate Imaging Measurements System* - AIMS

Na literatura internacional, encontram-se citações destacando-se MASAD et al. (2001), CHANDAN *et al.* (2004), AL-ROUSAN *et al.* (2005) e MASAD (2005), sobre a influência da angularidade, textura e forma dos agregados nas características mecânicas das misturas asfálticas. Portanto a correta identificação destas servirá para uma melhor compreensão do comportamento das misturas asfálticas, principalmente com relação às propriedades volumétricas, resistência à tração e ao desgaste.

Uma forma de caracterização dos grãos, modernamente, é utilizando a técnica do AIMS (*Aggregate Imaging Measurements System*) com o equipamento PINE modelo AFA2 (figura 2.96) que permite a análise dos agregados com rapidez. CASTELO BRANCO *et al.* (2006) realizando pesquisa somente com agregados graúdos pôde constatar a versatilidade e a capacidade de analisar com rapidez as principais características dos agregados através do AIMS.



Figura 2.96: The AFA2 *Aggregate Image Measurement System* (PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010)

De acordo com a PINE INSTRUMENT COMPANY (2010) através do *AIMS SOFTWARE*© é feita a caracterização dos agregados quanto à forma, angularidade e textura (figura 2.97). Os resultados são apresentados em um formato de planilha que inclui resumos estatísticos e gráficos de distribuição cumulativa.

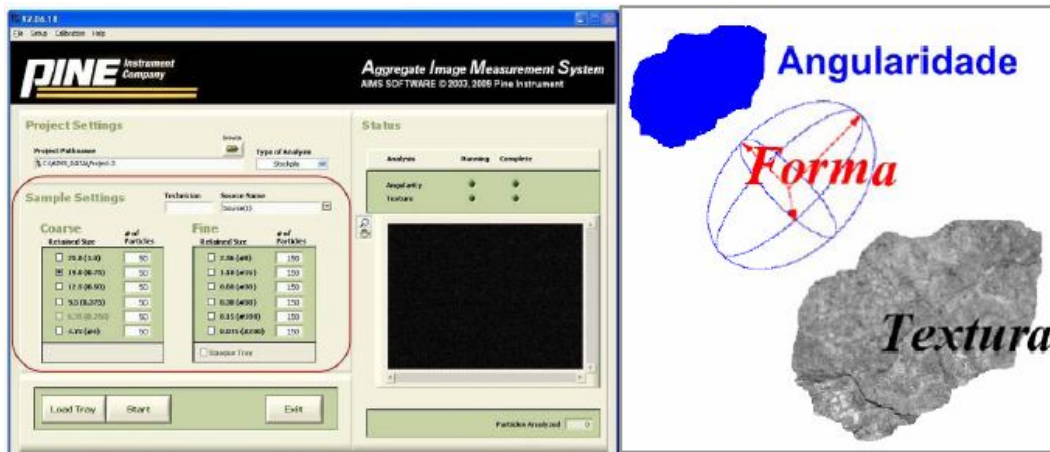


Figura 2.97: Tela inicial do *Aggregate Image Measurement System* – AIMS e no detalhe as características das partículas fornecidas pelo sistema (PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010).

O AIMS pode ser utilizado tanto para caracterizar agregados graúdos, isto é, material passando na # 37,5 mm (1,5”) e retidos na #4,75 mm (nº4) como em miúdos na qual os grãos passam na #4,75 mm (nº4) e ficam retido na #0,075 mm (nº200). Nos agregados graúdos o equipamento faz uma caracterização completa dos grãos como: angularidade, textura, esfericidade e dimensões das partículas (figura 2.98). Já os agregados miúdos são caracterizados apenas pela angularidade e forma 2D.

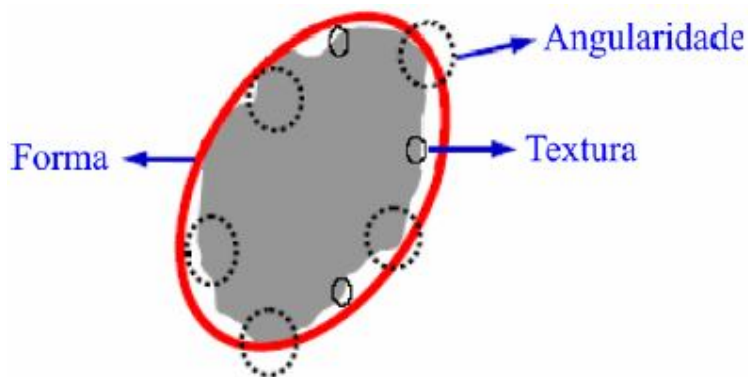


Figura 2.98: Ilustração das características dos grãos: angularidade, textura e esfericidade (MASAD, 2005).

MASAD (2005) define a angularidade dos agregados (graúdo e miúdos) como a proeminências mais ou menos acentuadas dos cantos dos grãos definidas nas imagens bidimensionais. A angularidade é estudada através do método do gradiente. A indicação de angularidade é evidenciada pela mudança na inclinação dos vetores gradientes, conforme a equação. 2.12.

$$GA = \frac{1}{\frac{n}{3} - 1} = \sum_{i=1}^{n-3} |\theta_i - \theta_{i+3}| \quad (2.12)$$

onde:

θ - o ângulo de orientação dos pontos na borda das partículas;
 n - é o número total de pontos subscrito;
 i - indica o ponto extremidade da partícula.

A textura das partículas graúdas pode ser definida como a descrição entre as variações locais de superfícies (lisa ou rugosa). O método de *wavelet* é usado para quantificar a textura. A análise *wavelet* dá os detalhes de textura nos sentidos horizontal, vertical, diagonal e em três imagens separadas. O índice de textura é levado a um nível de decomposição dada como a média aritmética dos valores ao quadrado dos coeficientes *wavelet* para as três direções. A equação 2.13 expressa matematicamente índice de textura (MASAD, 2005).

$$Textura = \frac{1}{3N} \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^N (D_{i,j}(x, y))^2 \quad (2.13)$$

onde:

N significa o nível de decomposição;
 i tem um valor de 1, 2 ou 3, para as três direções de textura;
 j é o índice de coeficiente *wavelet*.

Segundo em MASAD (2005) e PINE INSTRUMENT COMPANY (2010) a esfericidade descreve tridimensionalmente a forma global dos agregados graúdos, por exemplo, redondo, elíptico, plano. A análise da forma do agregado é realizada através das medidas das seguintes dimensões: menor, intermediária e maior. Estes valores dos eixos podem ser usados para calcular a forma das partículas através do índice de esfericidade. Este índice é calculado utilizando a equação 2.14 apresentada a seguir:

$$Esfericida\ de = \sqrt[3]{\frac{d_s d_l}{d_L^2}} \quad (2.14)$$

onde:

- d_s - menor dimensão do agregado (espessura);
- d_I - dimensão intermediária do agregado (largura);
- d_L - maior dimensão do agregado (comprimento);

De acordo com PINE INSTRUMENT COMPANY (2010) as medidas dos agregados além de fornecer o índice de esfericidade também são aplicadas para determinação do achatamento e alongamento (equações 2.15, 2.16 e 2.17), achatamento ou alongamento (equação 2.18). A seguir são descritas as relações das dimensões das partículas para obtenção dos seguintes parâmetros de forma:

1. Achatamento e Alongamento

$$\text{- Achatamento (Ac)} \rightarrow \text{Ac} = d_s / d_I \quad (2.15)$$

$$\text{- Alongamento (Al)} \rightarrow \text{Al} = d_I / d_L \quad (2.16)$$

$$\text{- Achatado e Alongado (Al/Ac)} \rightarrow \text{Ac/Al} = d_I / d_s \quad (2.17)$$

2. Achatamento ou Alongamento

$$\text{- Achatado ou Alongado (Ac ou Al)} \rightarrow d_I / d_s \text{ ou } d_I / d_L > \text{Razão} \quad (2.18)$$

Resumidamente, descrevem-se os procedimentos de ensaio para obtenção das características dos agregados graúdos através do AIMS (PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010):

- define-se o projeto apropriado e configurações de exemplo na interface do usuário AIMS;
- coloque na bandeja (transparente) a amostra com os agregados graúdos separados por faixa de peneiras e ensaiada uma de cada vez. Fechar as portas do aparelho;
- em "Start" inicia-se a aquisição de dados;
- o hardware para aquisição de imagem irá girar a bandeja e capturar imagens de perfil das partículas com iluminação (figura 2.99);
- o hardware vai girar a bandeja uma segunda e em seguida uma terceira vez para capturar a altura e a imagem de textura (figura 2.100) para cada partícula através de iluminação superior;
- após a aquisição de todos os dados, o AIMS conclui projeto e apresenta os resultados da análise.



Figura 2.99: Ilustração da captura da imagem das partículas graúdas e o seu posicionamento na bandeja (PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010).

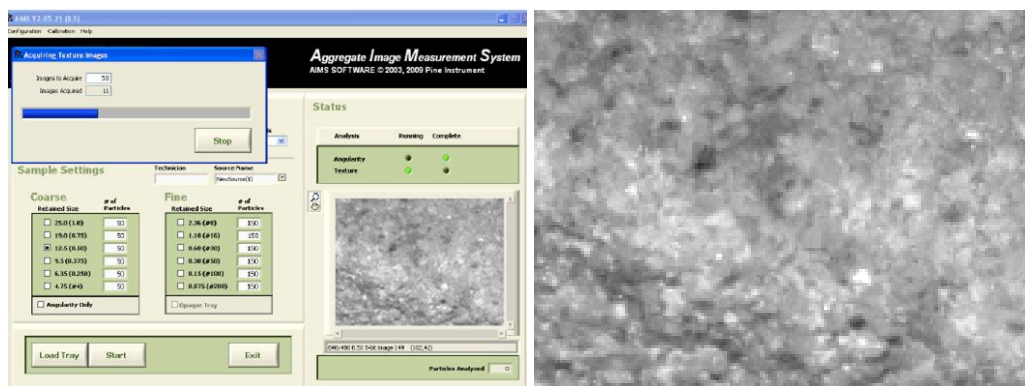


Figura 2.100: Ilustração com a captura de imagem da textura da partícula graúda (PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010).

As escalas adotadas pelo sistema AIMS seguem as seguintes medidas para os parâmetros das frações grossas, devendo os índices estar nos seguintes intervalos:

- angularidade – 1 a 10.000;
- textura – 0 a 1000;
- esfericidade – 0 a 1;
- o sistema ainda fornece com relação às partículas grossas as características com relação à forma (achatada, alongada, razão de achatamento e alongamento e razão de achatamento ou alongamento).

Para os agregados miúdos apenas dois parâmetros são determinados no AIMS, no caso a angularidade (descrita anteriormente) e a forma2D (duas dimensões). O índice de forma2D é expresso pela equação 2.19.

$$Forma\ 2D = \sum_{\theta=0}^{\theta=360-\Delta\theta} \left[\frac{R_{\theta+\Delta\theta} - R_{\theta}}{R_{\theta}} \right] \quad (2.19)$$

onde:

R_{θ} - é o raio da partícula em um ângulo θ ;
 $\Delta\theta$ - é a diferença do crescimento do ângulo,

A seguir, descrevem-se de forma resumida os passos para captura das imagens dos agregados miúdos utilizando o AIMS:

- escolhe-se o projeto apropriado e configurações de exemplo na interface do usuário AIMS;
- colocar numa bandeja (opaca) os grãos distribuídos uniformemente com tamanho definido por faixa de peneira (figura 2.101);
- pressione "Start" para iniciar a aquisição de dados;
- o hardware de aquisição de imagem irá girar de forma incremental a bandeja (em uma única varredura) e capturar imagens de perfil das partículas através de iluminação;
- quando se completar a aquisição de dados, o AIMS vai concluir projeto e apresentar os resultados da análise.



Figura 2.101: Ilustração da captura da imagem dos agregados miúdos distribuídos uniformemente na bandeja (PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010).

Já para os agregados finos ($\#n^{\circ}4$ a $\#n^{\circ}200$) o sistema faz as medidas utilizando as seguintes escalas:

- angularidade – intervalo do índice de angularidade AIMS de 1 a 10.000;
- forma2D – intervalo do índice de forma2D AIMS de 0 a 20 (quando o valor se aproxima de zero forma-se o círculo perfeito).

Capítulo 3

EXPERIÊNCIA DO ESTADO DO CEARÁ NO USO DE AREIA ASFALTO A FRIO

3.1 Introdução

Quando se busca resgatar informações históricas da pavimentação no Brasil e em particular no Estado do Ceará, não se encontram trabalhos com estes registros, sendo uma das poucas publicações o trabalho de PREGO (2001), com apoio da Associação Brasileira de Pavimentação, ABPv. Para se ter informações sobre os primórdios das misturas a frio no Ceará foram feitos contatos pessoais com destacados engenheiros de pavimentação. Foram ouvidos, entre outros, Eng^o Aristeu Mitozo (à época residente do DER) e Eng^o Roberto Ribeiro (construtor) que participaram das primeiras execuções destes tipos de revestimentos no antigo Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem - DAER (depois DERT) e hoje DER/CE.

CHAVES E MOTTA (2005) relatam que os primeiros trechos executados no Ceará, em areia asfalto a frio, datam de 1957. Trata-se de um trecho em serra ligando Sobral a Meruoca (27 km) e outro na região sul do Estado entre as cidades de Crato e Juazeiro do Norte (11 km). Estes trechos tinham em comum a base em pedra poliédrica. Em 1965 foram realizados recapeamentos, do trecho Crato – Juazeiro do Norte, com areia asfalto usinada a frio, tendo como agregados a areia fina de campo e asfalto diluído de petróleo (à época, denominado RC-2) com uma taxa de 9%. Em 1967 várias cidades do Vale do Jaguaribe como Limoeiro do Norte, São João do Jaguaribe, Jaguaribara, etc. utilizaram misturas a frio, com areia grossa de rio, no revestimento do seu sistema viário.

3.2 Malha Rodoviária do Ceará em AAUF

A malha rodoviária do Ceará revestida em AAUF, com base no ano de 2006, é composta de 41 trechos com extensão aproximada de 334 km distribuída por todo o Estado do Ceará (figura 3.1). Praticamente todos os trechos possuem baixo volume de

tráfego e de carga, implantados em variadas condições topográficas (planícies costeiras, várzeas e regiões serranas), com extensões que variam de menos de 1,0 km até 42,0 km.

Deve-se destacar que, das rodovias de baixo volume de tráfego, levantadas no sistema de gestão rodoviária do DER/CE, têm-se trechos executados com revestimentos em AAUF desde 1982. No Anexo A, é apresentada uma tabela trazendo as extensões e o ano de conclusão de cada trecho.

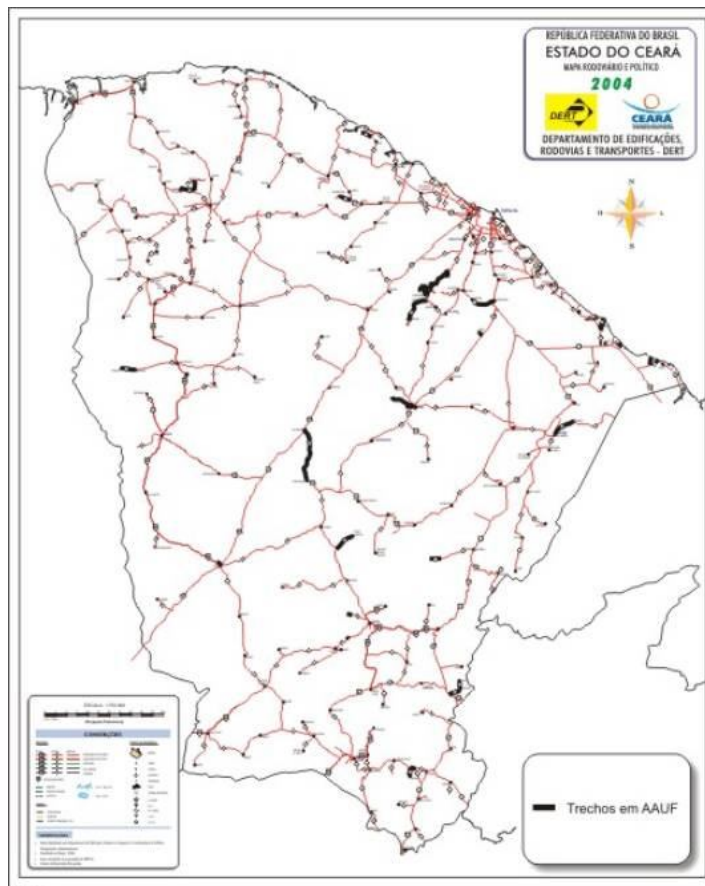


Figura 3.1: Trechos em AAUF na malha rodoviária do Ceará.

3.3 Materiais

Os agregados utilizados para confecção das misturas asfálticas a frio são as areias grossas quartzosas extraídas nos leitos dos rios, durante o período de estiagem (figura 3.2). O ligante mais utilizado é a emulsão do tipo RM-1C, que tem bom comportamento nas areias de granulometria grossa, muito embora, vem aumentando o uso das RL-1C.

No caso de areias finas é necessária a utilização da emulsão do tipo RL-1C. Ressalta-se que a areia fina, com relação à areia quartzosa de rio, é aquela que possui elevada percentagem, passando na peneira de 0,42 mm (nº 40). Na figura 3.3 estão mostradas amostras das areias dos rios Aracatiçu, Aracoiaba, Jaguaribe, Curu, Quixeramobim e Salamanca, cuja percentagem de grãos passando na peneira de 0,42 mm é de 10, 15, 22, 35, 46 e 61% respectivamente (CHAVES e MOTTA, 2005).



Figura 3.2: Exploração de areias de rio, no Ceará, durante o período de estiagem (Fotos do autor).



Figura 3.3: Areias quartzosas de rio apresentando granulometrias de grossa a fina (Fotos do autor).

Todos os dez Distritos Operacionais do DERT (Maranguape, Aracoiaba, Itapipoca, Sobral, Santa Quitéria, Quixeramobim, Limoeiro do Norte, Iguatu, Crateús e Crato) tem sobre sua jurisdição trechos revestidos com AAUF. Em cada um existe uma usina fixa, exemplificada na figura 3.4, para produção de mistura a frio que são aplicadas nos serviços de restauração ou de conservações rotineira locais.



Figura 3.4: Usina de mistura a frio e massa asfáltica tipo AAUF em cura (CHAVES e MOTTA, 2005)

3.4 Condições dos Trechos Visitados

Uma visita de inspeção dos trechos de AAUF foi realizada, na fase inicial desta pesquisa, em 13 trechos previamente selecionados, para uma análise visual da superfície. A finalidade das visitas foi obter informações do comportamento dos trechos, em serviço, com revestimentos em areia asfalto a frio. Foram visitados trechos com diversas idades e bases com diferentes materiais. Os defeitos vistoriados foram classificados de acordo com TER005/03 (DNIT, 2003).

O período da vistoria foi ao final da “quadra invernososa”, que corresponde aos meses de chuva na região. As bases dos trechos revestidos com AAUF foram de solos estabilizados ou em pedra poliédrica. Foram visitados trechos em três regiões: litorânea, sertão e serra conforme exemplificado na Figura 3.5.

Nos trechos em regiões de serra a base é em pedra poliédrica sobre um colchão de material arenoso e um subleito com solos do tipo predominantemente A-2-4 (CBR=12%) e também com ocorrências de solos A-4 e A-2-6 (com CBR variando de 3 a 6%). Nas regiões litorâneas as bases poliédricas encontram-se assentes predominantemente em solos areno-siltoso de coloração cinza clara a escura com boa resistência (CBR variando de 12 a 18%).

Nas bases com solos estabilizados utilizam-se materiais do tipo pedregulhos argilo-arenosos (A-2-4) com CBR na faixa de 40 a 50%. Outro tipo solo são os

cascalhos com a fração fina em processo de laterização com coloração variando de amarela a avermelhada e que são identificados por possuírem plasticidade acima de 8% e não possui expansão. Estes materiais geralmente apresentam valores de CBR acima de 40% quando explorados em espessuras máximas de 0,50 m. O problema que ocorre com este tipo de solo é o trincamento devido a retração hidráulica e que geralmente refletem na superfície do revestimento.



Figura 3.5: Trechos em AAUF em regiões costeira, interiorana e serrana, respectivamente (CHAVES e MOTTA, 2005)

Em 2009, foram visitados trechos recém executados ou restaurados, em AAUF com emulsão do tipo RL-1C (figura 3.6) e RM-1C (figura 3.7). Deve-se destacar que estes revestimentos foram executados com motoniveladora e ainda não tinham sido pintadas às respectivas sinalizações horizontais.



Figura 3.6: Vista geral de trecho em AAUF com RL-1C (Foto do autor).



Figura 3.7: Vista geral de trecho em AAUF com RM-1C (Foto do autor).

Dentre os trechos visitados destacam-se para serem comentadas as CE-243 (Varjota – Uruburetama), com serviços de conservação no início da pesquisa, e a CE-265 (Ararendá – Poranga) que ao final da pesquisa estava sendo recapeada com AAUF. O

trecho Varjota - Uruburetama foi construído em 1990, com extensão aproximada de 10,6 km. Este se desenvolve numa região levemente ondulada, apresentando boas condições de rolamento, em virtude de recente realização de serviço de conservação (figura 3.8). A base em pedra poliédrica está evidente em alguns pontos devido ao desgaste do revestimento. Também ocorre o processo de desgaste do revestimento a frio de emulsão RM - 1C, em vários pontos ao longo do trecho, inclusive nas misturas mais recentes usadas nos serviços de tapa buraco (figura 3.9). Em pontos localizados identificou-se a presença de trincas.



Figura 3.8: Trecho em AAUF em boas condições de rolamento devido a serviços de conservação (Foto do autor).



Figura 3.9: Base poliédrica exposta devido ao desgaste e remendo recente já com início de desgaste (Fotos do autor).

O trecho Ararendá - Poranga, recapeado no final de 2009, apresenta extensão aproximada de 14,0 km e encontra-se implantado em região de topografia acidentada

(serrana); em função do pouco tempo em serviço apresenta boas condições de rolamento para revestimento de AAUF. O pavimento é constituído de base em pedra poliédrica; em função do desgaste acentuado do revestimento existente anteriormente, foram realizadas apenas correções pontuais do calçamento e em seguida o recapeamento. Este tipo de base apresenta como vantagem não apresentar trincas de reflexão por retração, comum nas bases com solos estabilizados locais, muitas vezes lateríticos com contração por secagem. A mistura foi executada em usina móvel e deixada em cura, como ilustram as fotos da figura 3.10. Um dia após a usinagem esta era transportada e aplicada na pista.



Figura 3.10: Usina móvel de mistura a frio com a massa asfáltica em cura (Fotos do autor).

O processo construtivo de recapeamento consistiu de pintura de ligação sobre o revestimento antigo ou sobre a pedra poliédrica, com emulsão diluída em água (1:1). A mistura asfáltica foi colocada na pista e espalhada com motoniveladora. Em seguida utilizou-se um rolo de pneus na compactação até a mistura “estabilizar”: o que na prática dos construtores locais acontece quando se observa migração de asfalto para a superfície. Na figura 3.11 estão apresentadas fotos ilustrativas do processo construtivo do revestimento com mistura de areia asfalto a frio com RL-1C.

O que chama a atenção, de início, é o fraco envolvimento do agregado pela RL-1C. Entretanto, cerca de duas semanas após a execução do serviço, com a passagem do tráfego e o calor do sol, a mistura foi “encorpando” (escurecendo) e consolidando, ficando a superfície do revestimento com bom acabamento, considerando ser de mistura a frio espalhada com motoniveladora. Na Figura 3.12 estão mostradas fotos ilustrativas do aspecto geral e no detalhe, após duas semanas do revestimento estar em serviço.

A desvantagem observada é que o agregado com pouco envolvimento de ligante é arrancado no momento da compactação e é jogado para a lateral pelo tráfego nas horas

seguintes à conclusão dos serviços. Assim, existe perda de mistura reduzindo a espessura do revestimento. Outro ponto importante de destacar nestes acompanhamentos foi à inexistência de projeto de dosagem da mistura asfáltica aplicada, e, no processo construtivo, a ausência total de controle tecnológico na usina e na compactação.



Figura 3.11: Processo construtivo da areia asfalto a frio com emulsão RL-1C (Fotos do autor).



Figura 3.12: Fotos ilustrativas de vista geral revestimento em AAUF e no detalhe, após aproximadamente duas semanas em serviço (Fotos do autor).

3.5 Principais Defeitos Identificados

MELO (1986) e SANTANA (1996) destacam que o defeito mais comum a todos os trechos com revestimentos em AAUF é o desgaste. Esse fato pôde ser comprovado na visita aos trechos em AAUF da malha estadual cearense. Observou-se também melhor comportamento do revestimento em função da granulometria mais graúda da areia da mistura asfáltica. Como exemplo, pode-se citar o trecho Entroncamento CE-261 – Redonda (6,3 km), concluído em 1999, onde se pôde observar que as misturas com areias mais graúdas apresentam maior resistência ao desgaste do que as mais finas, como mostrado nas figuras 3.13 e 3.14, em fotos obtidas em segmentos distintos da mesma rodovia. No entanto, de forma geral o trecho encontra-se em boas condições de tráfego.



Figura 3.13: AAUF com granulometria grossa, menor desgaste (Foto do autor).



Figura 3.14: AAUF com granulometria mais fina, maior desgaste (Foto do autor).

Em visita (fevereiro de 2010) ao referido trecho, constata-se que este se encontra ainda em boas condições, apesar de estar em serviço há 10 anos. Naturalmente apresenta alguns remendos, mas em relação ao desgaste não se observa grande diferença entre as duas datas das visitas. Na figura 3.15 mostra-se à vista geral e o detalhe do revestimento, onde se observam boas condições com relação ao desgaste.



Figura 3.15: Vista geral e no detalhe do revestimento em areia asfalto a frio do trecho Entr. CE-261 – Redonda, em 2010 (Fotos do autor).

O desgaste acelerado da AAUF, por má dosagem da mistura ou falha de execução é responsável pelo surgimento de panelas nas bases granulares, devido à redução de espessura do revestimento. Entretanto nas bases poliédricas este defeito é minimizado, tendo em vista que a pedra permanece fixa (figura 3.16), por determinado período, permitindo que sejam tomadas providências para correção, sem agravamento maior das condições de rolamento do tráfego (CHAVES e MOTTA, 2005).



Figura 3.16: Panelas e desgaste provavelmente por problemas de dosagem da mistura asfáltica (Fotos do autor).

Trincas de retração da base foram encontradas, geralmente iniciando nas bordas, transversalmente em direção ao eixo da via (figura 3.17). Não foi identificado afundamento de trilha de roda acentuado nos trechos vistoriados, nem se observa aspecto esbranquiçado e aparência de envelhecimento por oxidação, comum nas misturas de areia asfalto a quente após alguns anos em serviço.



Figura 3.17: Trincas de retração transversais à rodovia ou pequenos trincamentos localizados (Fotos do autor).

Deve-se destacar, que nem todos os trechos encontram-se em perfeitas condições. Alguns necessitam de restauração imediata em determinados segmentos, devido à própria idade do pavimento. Outros necessitam de recapeamento em toda extensão. Em alguns casos provavelmente o desgaste ocorreu por má dosagem da mistura asfáltica a frio, inclusive com parte dos agregados desprendidos, ficando acumulados na lateral da rodovia.

Nas Tabelas do Anexo B estão indicados o ano de conclusão dos trechos, o VMD, as deflexões e as irregularidades medidas nestes trechos de AAUF. As deflexões de modo geral apresentam valores baixos, que é uma peculiaridade da maior parte das rodovias estaduais cearenses. A irregularidade dos trechos foi medida em 2001, em levantamentos realizados com o “*bump integrator*”, encontrando-se coeficientes internacionais de irregularidade, IRI, variando de 3,4 a 14,4, com média de 6,8.

Vários fatores contribuem para a existência de alta irregularidade nos revestimentos a frio, como por exemplo, a produção da massa sem cuidados básicos, tal como a não retirada de seixos maiores. Estes aumentam a irregularidade e, quando são arrancados pelo tráfego, contribuem para o surgimento de panelas. Acrescente-se também que no processo construtivo o mais comum é a utilização de motoniveladora no espalhamento da massa, o que dificulta um acabamento de qualidade, principalmente sobre base em pedra poliédrica (figura 3.18).



Figura 3.18: Seixos graúdos e espalhamento de motoniveladora são os responsáveis pelo aumento da irregularidade ocasionando desconforto ao rolamento (Fotos do autor).

Deve-se destacar que ao longo dos anos da presente pesquisa, a malha de revestimento a frio do Ceará sofreu redução na sua extensão. Isso ocorreu em função da política de governo de melhorar a qualidade de traçado, quando necessário, e colocar revestimentos a quente, na restauração das rodovias que se encontravam com vida útil exaurida e que estão na rota do turismo, como praias e serras com o objetivo de melhorar o padrão destas. Entretanto nos serviços de conserva rotineira e preventiva por serem operações lentas as misturas a frio ainda se apresentam como mais viáveis.

CAPÍTULO 4

CONDIÇÕES GEOAMBIENTAIS DO ESTADO DO CEARÁ

4.1 Localização e Demografia

O estado do Ceará está situado na região Nordeste do Brasil (figura 4.1) e tem as coordenadas geográficas indicadas na tabela 4.1. Limita-se ao norte com o oceano Atlântico; ao sul com o estado de Pernambuco, a leste com os estados do Rio Grande do Norte e Paraíba e a oeste com o Estado do Piauí (IPECE, 2007).

Possui uma área aproximada de 148.826 km² (Resolução nº 5, de 10 de outubro de 2002, do IBGE). Esta representa pouco menos de 10% da área pertencente à região Nordeste e 2% da área do Brasil. O Ceará tem cerca de 93% de seu território na região do semi-árido nordestino (polígono da seca), portanto sujeito à irregularidade e escassez de chuva.

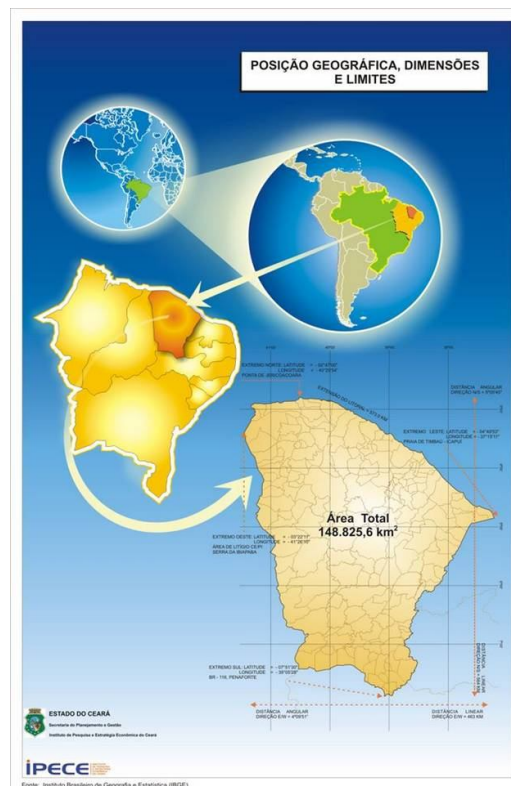


Figura 4. 1: Mapa de localização do Estado do Ceará (IPECE, 2007).

Tabela 4.1: Pontos extremos do Ceará (IPECE, 2007).

Coordenadas geográficas	Latitude	Longitude
Norte (Ponta de Jericoacoara)	02°47'00"	40°29'54"
Sul (Penaforte)	07°51'30"	39°05'28"
Leste (Praia de Manibu-Icapuí)	04°49'53"	37°15'11"
Oeste (Serra da Ibiapaba)	03°22'11"	41°26'10"

A população do Ceará, em 1970, era de cerca de 4.361.603 hab., aumentando para 5.288.429 hab. em 1980, 6.366.647 hab. em 1991 e no ano de 2000 totalizaram 7.430.661 habitantes. Em termos percentuais a população do Estado representava 15,52% da população da região Nordeste e 4,68% da população brasileira em 1970, percentual que praticamente não se alterou durante os últimos trinta anos (IBGE, 2002, apud IPECE, 2007). Já a população estimada do Estado para 2009 era de 8.547.809. A Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), formada por treze municípios, concentra cerca de 40% dessa população.

4.2 Clima e Pluviometria

BRANDÃO (1998) cita que o clima é o principal responsável por grande parte dos processos naturais que ocorrem em uma determinada região. Este influi diretamente nas características do relevo, solo, vegetação, recursos hídricos e principalmente na vida humana que depende essencialmente das condições atmosféricas e climáticas.

Na Classificação Climática de Köppen, (DNER; 1976), o nordeste do Brasil apresenta climas quente e úmido (Af, Am, Aw, Aw') e semi-árido (BSw). As áreas que possuem o clima semi-árido estão sujeitas a condições de elevadas temperaturas, baixas amplitudes térmicas e baixos índices de nebulosidade.

A altitude, que pode chegar acima dos 1.100 m, de modo geral, tem forte influência nas condições climáticas do estado do Ceará, bem como a proximidade do mar. Esses fatores são responsáveis por um clima mais favorável nestes pontos, com temperatura amena e regime pluviométrico mais regular (SETUR/CE, 1998).

Conforme COLARES (1996), as variações térmicas podem ser identificadas e delimitadas em três áreas distintas: litoral, serra e sertão. No litoral, registram-se temperaturas médias anuais de 26,5°C. As médias máximas ficam em torno de 29,7°C e as mínimas em 23°C, enquanto as médias das máximas absolutas apresentam-se superiores a 30°C. Nas serras onde o clima é mais ameno, a temperatura média anual diminui para 25°C, por vezes atingindo valores inferiores à 22°C. No período entre os meses de fevereiro a agosto podem ocorrer temperaturas variando de 15 a 18°C. No sertão as temperaturas médias chegam aos 28°C, enquanto a média das máximas varia de 33 a 34°C, podendo, em termos absolutos, atingir os 37°C, e as mínimas ficam em torno de 23°C. As baixas altitudes, a alta evapotranspiração e os baixos teores de umidade, são os principais fatores que contribuem para as altas temperaturas na área.

No Ceará, a circulação atmosférica é orientada basicamente por três sistemas sinóticos, geradores de precipitação, que são: as frentes frias (originadas no pólo Sul), a Zona de Convergência Intertropical (oscila dentro da faixa dos trópicos) e um Centro de Vorticidade Ciclônica. Existem ainda, outros sistemas em menor escala de importância, que atuam na região, tais como as linhas de instabilidade que se formam ao longo da costa e as brisas marítimas e terrestres sempre presentes na zona litorânea (SRH, 1992).

BEZERRA *et al.* (1997) comentam que o principal sistema sinótico responsável pelo período das chuvas é a Zona de Convergência Intertropical. Em virtude dos seus sistemáticos deslocamentos, nos dois hemisférios, atua nos estados nordestinos, provocando chuvas no período de verão-outono, por vezes prolongando-se até o inverno. Este sistema caracteriza-se por chuvas fortes normalmente com trovoadas, no sentido do litoral para o interior. No hemisfério sul atinge sua posição máxima próxima do equinócio outonal (23 de março), quando recebe influência dos sistemas da Frente Polar Atlântica e dos Alísios, voltando ao hemisfério norte no mês de maio com redução da “quadra chuvosa” que é a denominação regional para o quadrimestre de maior precipitação.

No Ceará as médias térmicas são elevadas, variando de 23° a 27°C com forte insolação, numa média de 2.800 horas/ano. A umidade relativa do ar é de 82% no litoral e inferior a 70% no sertão. De acordo com IPECE (2007) o clima predominante no

Estado é o tropical quente semi-árido, abrangendo uma área de aproximadamente 101.000 km², que representa cerca de 68% da área total do Estado.

O clima tropical quente semi-árido predomina em 98 municípios cearenses das 184 cidades do estado. No restante das áreas encontram-se os climas: tropical quente semi-árido brando, tropical quente subúmido, tropical quente úmido e tropical subquente úmido. Na figura 4.2 está apresentada, como ilustração, o mapa com a distribuição das variações climáticas do Ceará (IPECE, 2007).

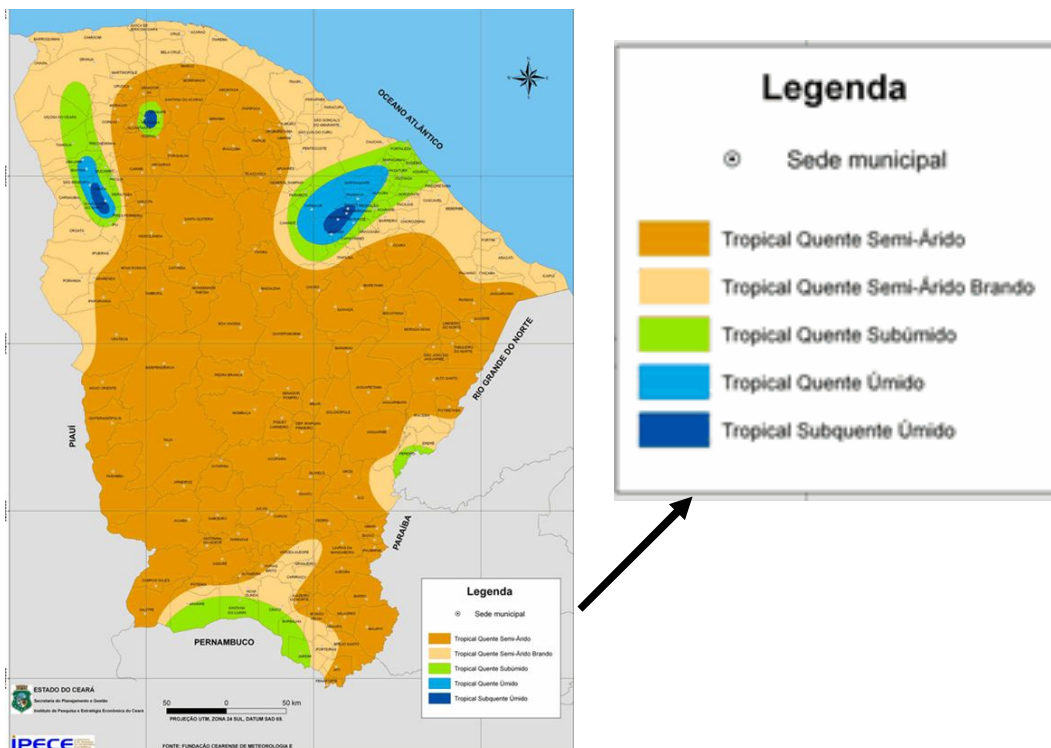


Figura 4.2: Variações nas condições climáticas do estado do Ceará (IPECE, 2007).

Segundo BEZERRA *et al.* (1997), o início da quadra chuvosa é proveniente da ação do sistema Equatorial Amazônico, definindo o regime de verão do Nordeste. Quando há a ação conjunta dos sistemas Equatorial Amazônico e a Convergência Intertropical, atingem-se os índices máximos de precipitações pluviométricas no período final do verão e outono. As chuvas do sistema de Convergência Intertropical, estão relacionadas aos deslocamentos da Frente Polar Atlântica, que ao impelir a frente em direção ao Equador, força a penetração do ar frio sob o ar tropical quente, que por sua vez se eleva provocando a formação de densas nuvens.

O regime pluviométrico do Estado do Ceará é caracterizado pelas irregularidades das chuvas, que via de regra, tem seu início no mês de dezembro de maneira incipiente e intensifica-se em um curto período de tempo, normalmente entre os meses de fevereiro a maio. Essa irregularidade de chuvas ocorre também com relação à distribuição espacial das mesmas, de um ano para outro em diferentes regiões e dentro de um mesmo ano em uma mesma região (CHAVES, 2000).

A quadra invernososa tem as chuvas concentradas por um período que varia de 3 a 5 meses do ano, geralmente no intervalo de janeiro a maio, com precipitação média de 775 mm e um coeficiente de variação de 30%. A figura 4.3 apresenta o mapa ilustrativo da distribuição das precipitações pluviométricas por município do Ceará ocorridas no ano de 2006.

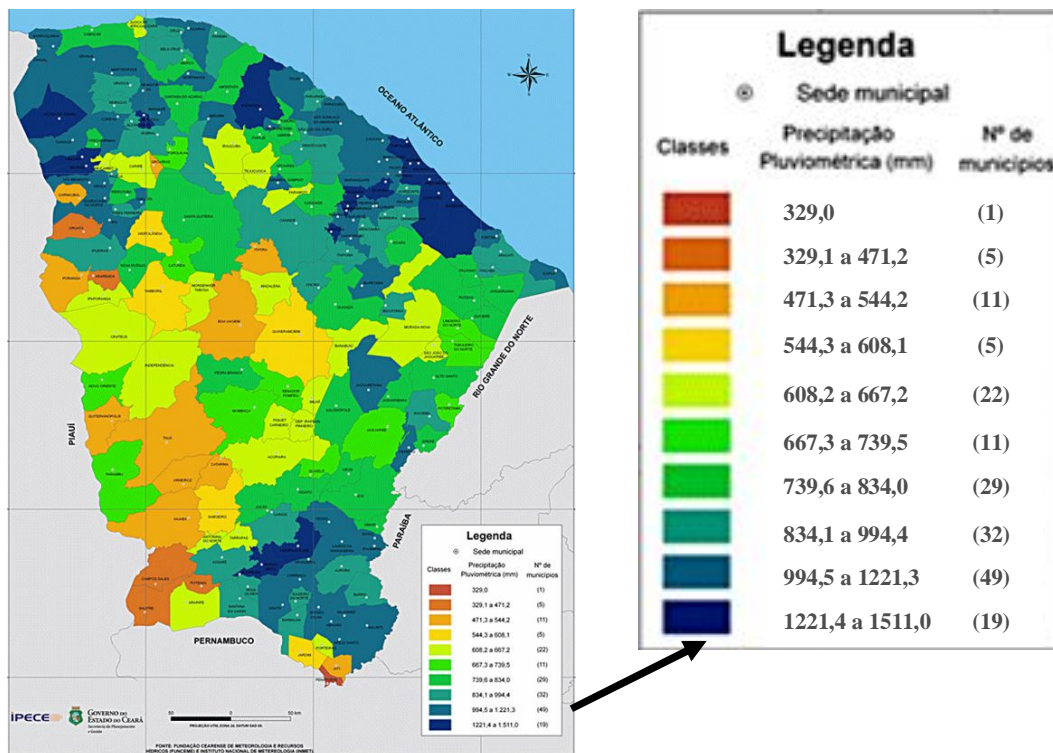


Figura 4.3: Distribuição das precipitações pluviométricas por município no Estado do Ceará, no ano de 2006 (IPECE, 2007).

4.3 Geologia e Pedologia

De modo geral, a geologia do Ceará pode ser dividida em duas grandes unidades distintas: o embasamento cristalino e a área sedimentar. O substrato formado por rochas cristalinas ocupa cerca de 75% do Estado, que se localizam em praticamente toda a parte central com exceção da região do Iguatu, onde ocorrem sedimentos das bacias interiores. As regiões sedimentares situam-se nas áreas periféricas, sendo a leste a chapada do Apodi, a oeste a serra da Ibiapaba, ao norte os sedimentos costeiros da formação Barreiras e ao sul está posicionada a chapada do Araripe, como pode ser observado no mapa geológico do Ceará (figura 4.4).

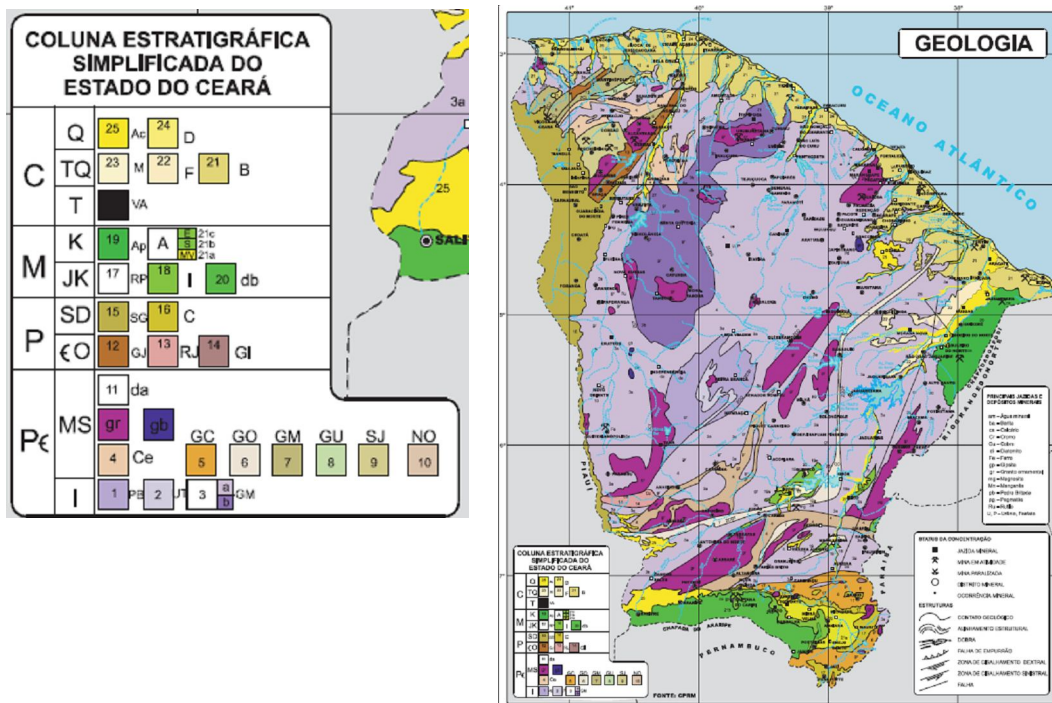


Figura 4.4: Mapa geológico do Estado do Ceará (Fonte:DNPM)

4.3.1 Embasamento cristalino

As condições geológicas do embasamento cristalino do Ceará enquadram-se nas denominadas Regiões de Dobramentos Brasileiros, conforme Ferreira (1972 apud SRH, 2005). Estas compreendem áreas cratônicas antigas rejuvenescidas, ao lado de áreas dobradas neste ciclo, estruturadas em blocos limitados por falhas transcorrentes.

A litologia do embasamento cristalino é representada, principalmente, pelos Complexos Gnáissico-Migmatítico e Granitóide-Migmatítico, menor representatividade o Grupo Ceará, o Complexo Independência, além de Rochas Plutônicas Granulares, Diques Ácidos e Corpos Vulcânicos Alcalinos. As rochas de idade pré-cambriana (gnáissica-migmatítica e milonitizadas) apresentam foliação com direção preferencial NE-SW, e mergulham com ângulos que variam de 40° a 60° SE. Próximas às falhas transcorrentes, as rochas mergulham tendendo a subvertical. As rochas do pré-cambriano, sem levar em consideração a cronologia, podem ser representadas por uma seqüência gnáissico-migmatítica e por rochas com diferente graus de milonitização (SRH, 2005).

A análise petrográfica - mineralógica permite deduzir que as rochas originais foram bastante afetadas pelos processos tectônicos que as metamorfosearam. Os gnaisses e migmatíticos, de coloração cinza-claro a escuro, revelam contatos de natureza falhada com as rochas milonitizadas.

4.3.2 Regiões sedimentares

As informações geológicas sobre as regiões sedimentares do Ceará apresentam graus diferenciados de detalhe, suas caracterizações contêm níveis de informação também heterogêneos. A seguir, apresenta-se a litologia das diversas formações geológicas que compõem às áreas sedimentares do estado, a saber:

- **Bacia Sedimentar do Araripe (Chapada do Araripe)**

A seqüência lito-estratigráfica da bacia sedimentar do Araripe é composta de oito formações geológicas e suas características granulométricas são apresentadas na tabela 4.2. A figura 4.5 ilustra a lito-estratigrafia da chapada do Araripe da base para o topo sintetizada por COSTA (1994).

Tabela 4.2: Lito-estratigrafia da bacia sedimentar do Araripe (SRH, 2005).

Formação	Litologia e Estratigrafia
Mauriti	Arenitos claros, quartzosos e/ou feldspáticos, graduação grossa a média terminando fina no topo.
Brejo Santo	Alternância bem estratificada de arenitos finos, siltitos e argilitos vermelhos com intercalados com arenitos vermelhos. No topo ocorrem argilitos e folhelhos vermelhos ou marrons escuros ou raramente leitos de folhelhos verdes.
Missão Velha	Arenitos grosseiros, mal selecionados, de coloração esbranquiçada ou amarelada, apresentando estratificação cruzada e leitos conglomeráticos.
Abaiara	Alternância bem estratificada de arenitos micáceos cinza, amarelos ou avermelhados, normalmente finos, argilosos e semifriáveis, com siltitos, argilitos e folhelhos de cores variegadas.
Rio Batateira	Na base arenitos fluviais médios a grosseiros, gradando para arenitos médios a finos, siltitos argilosos bem estratificados e no topo uma seção de folhelhos negros, orgânicos, fossilíferos.
Santana	Membro Crato: folhelhos cinza, castanhos, calcíferos, laminados e calcários micríticos cinza claro a creme, argilosos e finamente laminados; Membro Ipupi: bancos de gipsita com presença de folhelhos cinza e verdes; Membro Romualdo: é composto por folhelhos e margas fossilíferas cinza-esverdeadas com intercalações de calcários e lentes de arenitos friáveis.
Arajara	Constituída por siltitos, argilitos, arenitos finos argilosos e/ou caulínicos, bem estratificados e de coloração variegada.
Exu	Arenitos vermelhos friáveis, argilosos em geral caulínicos, com granulometria variável, podendo também ocorrer leitos intercalados de arenitos grosseiros a conglomeráticos.

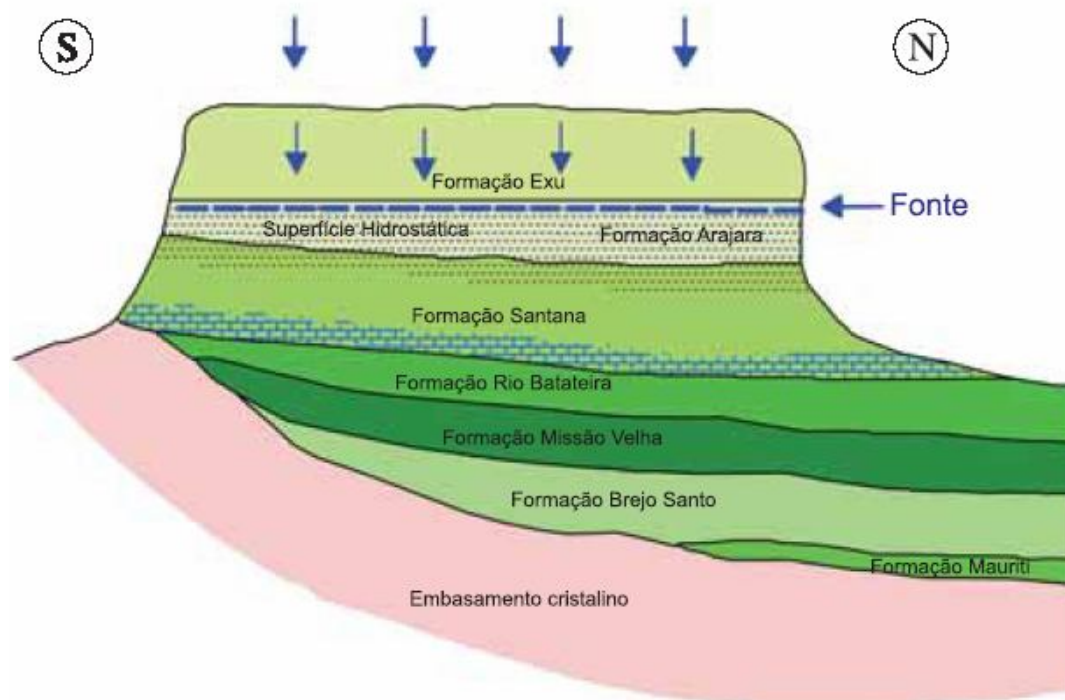


Figura 4.5: Seqüência lito-estratigráfica da chapada do Araripe (COSTA, 1994)

- **Bacia Sedimentar Potiguar (Chapada do Apodi)**

Na fronteira com o Rio Grande do Norte, à leste do Ceará, encontra-se a bacia sedimentar chapada do Apodi que dá o nome ao Grupo Apodi, onde se destacam litologicamente as formações Açu e Jandaíra (tabela 4.3).

Tabela 4.3: Lito-estratigrafia da bacia sedimentar Potiguar (SRH, 2005).

Formação	Litologia e Estratigrafia
Açu	Composta por arenitos intercalados com folhelhos e siltitos. É uma formação basal.
Jandaíra	Ocorre sobre a formação Açu, sendo composta por calcários cársticos, calcilitos bioclásticos, calcarenitos, etc, com cores creme a cinza. Existem ainda intercalações de argilitos, gipsita e presença de fósseis (moluscos, algas, etc.). Diques básicos terciários (diabásios e microsienogabros) também estão presentes.
Barreiras	Possui idade tércio-quaternária, posiciona-se recobrimdo discordantemente tanto o cristalino quanto as litologias do Grupo Apodi. É formado por argilitos variegados, arenitos avermelhado com níveis caulínicos e conglomerático. Na base ocorre depósitos dentrícticos semi a inconsolidados com níveis conglomeráticos, avermelhado com seixos quartzosos. No contato cristalino com o conglomerado existe uma camada laterítica. No topo observa-se um horizonte areno-siltoso de granulação média a fina, avermelhada. Representando os depósitos quaternários têm-se as paleodunas, dunas recentes (móveis) e depósitos aluviais e fluviais.

- **Bacia Sedimentar Parnaíba (Chapada da Ibiapaba)**

Está posicionada na fronteira com o estado do Piauí com direção norte-sul, com largura dentro do Ceará na direção este-oeste, variando de 8 a 40 km. A sua extensão é de aproximadamente 350 km. Os sedimentos da Chapada da Ibiapaba pertencem ao Grupo Serra Grande de idade siluro-devoniana cuja litologia é apresentada na tabela 4.4. Neste pacote sedimentar encontram-se fraturas e mais raramente vazios tornando-o propício ao armazenamento de água subterrânea.

Tabela 4.4: Lito-estratigrafia da bacia sedimentar da chapada da Ibiapaba (SRH, 2005).

Grupo	Litologia e Estratigrafia
Serra Grande	Composto na base por arenitos grosseiros e congloméráticos e de conglomerados, enquanto no topo predomina os arenitos finos, exibindo estratificação cruzada e irregular. Na região a SW observam-se sedimentos argilo-arenosos em cotas bem inferiores a do topo da Serra Grande. Também se encontram níveis de rochas vulcânicas básicas (basaltos) e abaixo delas pode-se repetir a presença dos arenitos do Grupo Serra Grande.

- **Bacia Sedimentar do Iguatu**

Na região de Iguatu, são encontradas pequenas áreas de sedimentos terció-quaternários, denominadas bacias interiores. Essas bacias são formadas por rochas sedimentares assentadas sobre o cambriano e constituem depósitos de água subterrânea de boa qualidade.

DNPM (2000) mostra uma bem ordenada síntese de informações geológicas sobre os sedimentos cretáceos e os que sobre eles se depositaram nessa pequena bacia interior. O cretáceo é representado, na bacia do Iguatu, pelo Grupo do Peixe que aflora a NE e W das cidades de Quixelô e de Lima Campos respectivamente. Na tabela 4.5 são apresentadas as formações que afloram na bacia do Iguatu (Bacias Interiores) segundo SRH (2005).

- **Bacias Sedimentares Costeiras**

A geomorfologia de uma região permite a concepção das primeiras feições geológicas de uma área. Dessa forma, é possível fazer uma compartimentação do relevo nas regiões das faixas costeiras do Ceará. A tabela 4.6 apresenta divisão por relevo das áreas pertencentes às bacias sedimentares costeiras com suas respectivas litologias.

Tabela 4.5: Lito-estratigrafia da bacia sedimentar do Iguatu (SRH, 2005).

Formação	Litologia e Estratigrafia
Antenor Navarro	É constituída de arenitos finos a grosseiros e conglomeráticos com estratificação cruzada. Surge ainda conglomerados e brechas, intercalações de siltitos, folhelhos e margas subordinadas, podem apresentar fósseis, com ocasionais lentes milimétricas de aragonita.
Souza	É composta por siltitos e siltitos argilosos, de cor roxo, vermelho-escuro, marrom-escuro e esverdeado, com cimentação calcífera, folhelhos, arenitos com grãos variando de finos a muito finos, calcários e margas. Esta é encontrada na maior parte da bacia do Iguatu.
Piranhas	Na base é constituída por arenitos finos, no topo a presença de arenitos grosseiros e conglomeráticos; arenitos líticos e quartzosos, arcóseos, subarcóseos e grauvacas, leitos delgados de siltitos roxos, calcíferos e micáceos e de folhelhos. Ocorre em áreas a NE de Quixelô a W de Lima Campos.
Moura	É formada, na base, por sedimentos Terciário-quaternário como conglomerado polimítico de matriz arenosa, granulação grossa, fracamente diagenizada, mal selecionada e fracamente cimentada por material síltico-arenoso de coloração que varia de vermelho a creme; areias de granulação variável de cores avermelhadas e amareladas e siltitos vermelhos. Os sedimentos aluviais de idade quaternária ocorrem ao longo dos rios Jaguaribe, Salgado, Bastiões e dos seus tributários. Esses aluviões são importantes como: fontes de extração de areia, pela sua ampla distribuição e capacidade de acumulação de água.

Tabela 4.6: Lito-estratigrafia das planícies costeiras (SRH, 2005).

Região	Litologia e Estratigrafia
Planície Litorânea	Compreende as áreas de praias, dunas e mangues. As praias se estendem numa faixa contínua e alongada por toda extensão do litoral, tendo a sua largura definida pela linha de maré baixa até a base das dunas móveis. Cujos terrenos são de idade holocênica, apresentando relevo geralmente plano e suave. Presença de dunas móveis e edafizadas, graças cobertura vegetal nativa. Material sedimentar dominante são areias finas de granulometria uniforme e areias com pouco silte.
Planície Fluvial	As várzeas mais representativas das deposições fluviais ao longo do rio Acaraú e em trechos dos rios Aracatiaçu e Aracati-Mirim. Os sedimentos são compostos de grãos quartzosos cuja granulometria varia de média a grossa.
Tabuleiros Pré-litorâneos	Posicionam-se próximos ao litoral, com relevo de topografia plana, constituídos por sedimentos da Formação Barreiras. CHAVES (2000) cita que em alguns pontos do litoral apresentam relevo tabulares, chegam ao litoral formando falésias, como na praia de Iparana (falésia viva) e Iguape (falésia morta). Nas bacias costeiras da região ao norte do Estado estão presentes rochas mais antigas que compõem as diversas unidades litológicas do Grupo Jaibaras, de idade Eocambriano. As ocorrências litológicas desse grupo são bastante restritas geograficamente. Estratigraficamente estão presentes às formações Massapê e Pacujá. A Formação Massapê é constituída de conglomerados brechóides polimíticos. A Formação Pacujá acha-se representada por arenito arcossiano, micáceo. Esse Grupo encontra-se abaixo do Serra Grande. A formação Ipu ocorre a faixa central do graben, Jaibaras (fossa tectônica) e litologicamente esta unidade é composta por arenitos grosseiros, apresentando diaclasamento, com estratificação cruzada e grande variação da atitude próximo às zonas de falhas.

Segundo LEPSCH (2002) durante a década de 1950, houve grande incremento nos levantamentos pedológicos tanto nas regiões de clima temperado quanto nos trópicos. Esses estudos foram acompanhados pelo desenvolvimento de vários sistemas de classificação em países como: Estados Unidos, França, Brasil, Austrália, entre outros.

A FAO/UNESCO (Organização Para a Agricultura e Alimentação das Nações Unidas) publicou 1998, uma classificação dos solos denominada "Sistema Referencial Básico Para Recursos dos Solos do Mundo" denominado de WRB. O objetivo é que esse sistema pudesse ser o mais abrangente possível e mundialmente mais aceito. Em 1998, no Congresso da União Internacional dos Especialistas do Solo em Montpellier, o sistema foi reconhecido como classificação internacional. Novas versões do WRB foram publicadas, em 2006 e 2007, com várias modificações.

No Brasil, segundo OLIVEIRA (2001) a primeira classificação de solos, com base em conceitos essencialmente pedológicos, iniciou-se com a criação da Comissão de Solos do Ministério da Agricultura (1947), que deu origem ao atual Centro Nacional

de Pesquisa de Solos da EMBRAPA, com missão de fazer o inventário nacional dos solos brasileiros.

O Rio de Janeiro foi o primeiro Estado brasileiro a ser inventariado. O referencial utilizado para a classificação dos solos foi baseado em sistemas desenvolvidos para regiões com climas diferentes do brasileiro. Logo se verificou a inadequação destes para identificação de solos tipicamente tropicais, quer porque os solos que iam sendo encontrados não se ajustavam ao conceito central de algumas daquelas classes ou porque não era encontrada qualquer correspondência com o conceito das classes neles assinaladas (OLIVEIRA, 2001).

A classificação brasileira de Solos, sempre em constante atualização, é chamada de SiBCS (Sistema Brasileiro de Classificação de Solos). Este sistema de classificação foi desenvolvido pela EMBRAPA, sendo publicado inicialmente em 1999, e teve uma atualização em 2005. Nesta classificação, feita por profissionais do órgão e diversos voluntários acadêmicos, há 6 níveis categóricos (Ordem, Subordem, Grande Grupo, Subgrupo), sendo os níveis mais baixos (Família e Série) ainda em discussão.

Existiam, na SiBCS em 1999, 14 ordens de solo, mas em 2005, foram atualizadas com várias modificações nos diversos níveis de categoria. Entretanto a principal modificação foi a extinção da classe dos Alissolos. O sistema de classificação dos solos no Brasil atualmente é composto de 13 tipos de solos, a saber: Argissolos, Cambissolos, Chernossolos, Espodossolos, Gleissolos, Latossolos, Luvisolos, Neossolos, Nitossolos, Organossolos, Planossolos, Plintossolos, Vertissolos.

Segundo IPECE (2007) o Estado do Ceará tem três tipos preponderantes de solos, sendo o de maior ocorrência os Neossolos com aproximadamente 53.525,5 km², cerca de 36% da área do Estado. O segundo tipo de solo com maior ocorrência são os Argissolos com 36.720,6 km² (~25%) e o terceiro refere-se aos Luvisolos ocupando uma área aproximada de 24.885,6 km² (~ 17%). De maneira geral, no Ceará, os solos possuem pouca profundidade, deficiências hídricas, pedregosidade e susceptibilidade à erosão, o que exige ações conservacionistas para melhor aproveitamento de suas potencialidades. A figura 4.6 destaca as principais classes de solos do estado do Ceará baseado no sistema de classificação de solos da EMBRAPA de 2005.

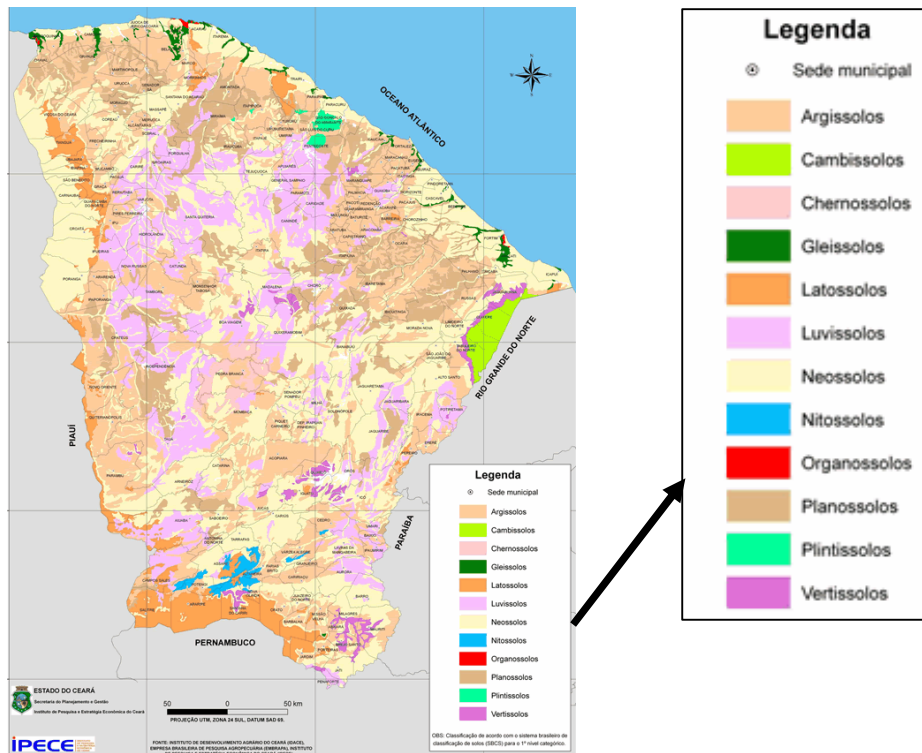


Figura 4.6: Distribuição dos principais tipos de solo no Ceará para o 1º nível categórico (IPECE, 2007).

4.4 Geomorfologia e Unidade Fitoecológica

Na configuração do relevo do Ceará, a progressão topográfica evolui de 0 (zero) a pouco mais de 1.100 m de altitude. É possível se distinguir nitidamente as planícies litorâneas, as depressões sertanejas de altitudes inferiores a 200 m, os pés-de-serra que ficam entre 200 e 400 m, e as serras, serrotes e planaltos, que chegam a alcançar altitudes de 400 a 1.100 m acima do nível do mar.

De acordo com IPECE (2007) o relevo o Ceará abriga regiões de altitudes variando de baixa a alta, conforme pode ser visualizado no mapa de Hipsometria (figura 4.7). Vários pontos no Estado atingem altitudes superiores a 1000 metros, com destaque culminante no Pico da Serra Branca, com 1.134 metros, seguido do Pico Alto de Guaramiranga (1.112 m) na Serra de Baturité que é o de maior atração turística devido à bela paisagem, que pode ser observada do alto, unindo serra-sertão (figura 4.8). Em seguida têm-se o Pico Alto de Santa Quitéria (1.085 m), Morro do Coquinho de Itapajé (1.081 m) e o Morro do Coquinho na Meruoca com 1.020 metros.

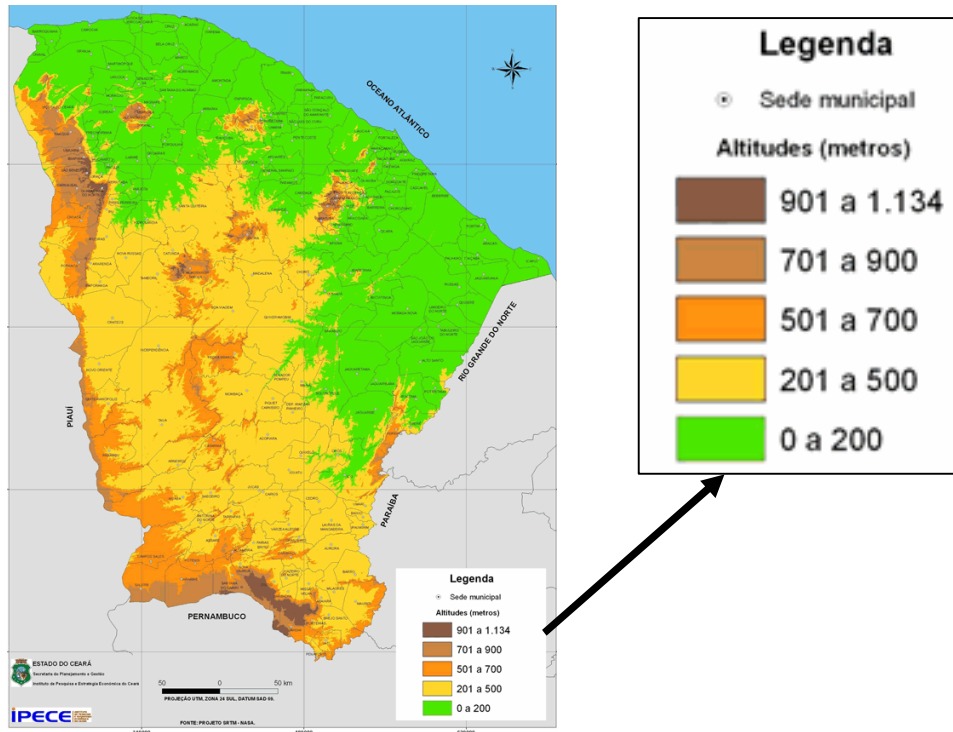


Figura 4.7: Mapa da hipsometria do estado do Ceará (IPECE, 2007).

As unidades fitoecológicas mais representativas espacialmente, no estado do Ceará, são as caatingas, que conjuntamente à outra unidade igualmente xerófila, o carrasco, cobrindo aproximadamente 52% da área do Estado. Destaca-se ainda como vegetação característica o complexo vegetacional da Zona Litorânea ocupando a totalidade dos terrenos costeiros e as matas úmidas características dos pontos mais elevados, ou seja, as serras e planaltos.



Figura 4.8: Marco do Pico Alto (Guaramiranga) e vista geral da geomorfologia da região.

A tabela 4.7 apresenta as principais de unidades fitoecológicas com a sua área de abrangência e sua respectiva equivalência em porcentagem. A figura 4.9 ilustra, em mapa, a distribuição espacial das áreas de ocorrência dos principais tipos de vegetação encontrados no Ceará. JORDY FILHO *et al.* (1981) e IPECE (2007) descrevem algumas características das principais unidades fitoecológicas, resumidas a seguir:

- **Caatinga**

Trata-se de um termo de origem indígena, consagrado na literatura e no meio popular, para caracterizar a vegetação xerófila. Ocorre no domínio das áreas semi-áridas e constitui-se na unidade mais representativa do sertão cearense. Suas características são de portes arbustivos, troncos retorcidos, folhas pequenas e caducifólias, xerófila (adaptada à escassez d'água) e raízes profundas. A caatinga hipoxerófila, que tem maior porte e densidade, aparece nas faixas de menos rigor climático, tais como a baixada litorânea e o sopé da Ibiapaba. As espécies mais representativas dessa comunidade são: braúna e aroeira. A caatinga hiperxerófila é a vegetação das regiões mais áridas, apresentando-se com aspecto diferente da densa, mais baixa e rala, com maior quantidade de espécies espinhosas. Algumas de suas espécies são: algaroba, mulungu, aroeira, marmeleiro, juazeiro, pau-branco e sabiá. As espécies cactáceas são: xique-xique, palma, facheiro e mandacaru.

- **Complexo Vegetacional da Zona Litorânea**

É constituído por três tipos de vegetação com características distintas: a mata de tabuleiros, os manguezais e a vegetação de dunas. A Mata de Tabuleiros ocorre na zona pré-litorânea, predominantemente na área da formação Barreiras, sendo caracterizada por vegetação densa, representada pelas seguintes espécies: pau d'arco roxo, caraíba, anelím, etc. Uma atividade agrícola que vem trazendo modificações significativas na vegetação original é a plantação do cajueiro. Localizada na planície litorânea, os campos de dunas, por serem áreas junto ao mar caracterizam-se por vegetação pioneira, com predominância de gramíneas, muitas vezes servindo como fixadora das dunas. Podem ser destacadas: salsa, oró, bredinho-da-praia, capim-barba-de-bode, etc. Os ecossistemas formados pelas áreas de mangues estão localizados nas zonas estuarinas ou de planícies flúvio-marinhas, onde ocorrem mistura de água doce e água salgada. Por tratar-se de ambientes sujeitos a influência de processos continentais e marinhos, sofrem diariamente o efeito da maré alta que eleva o nível geral das águas inundando

completamente áreas planas circunvizinhas. Neste ambiente estabelecem-se as seguintes espécies arbóreas: mangue vermelho, mangue siriúba, mangue branco, entre outros.

- **Formações Florestais**

Em meio à aridez predominante, destacam-se as manchas verdes das florestas que cobrem as serras e os vales úmidos. A floresta tropical pluvio-nebular ocorre nas zonas mais elevadas das serras cristalinas e nas vertentes superiores originando as Matas Úmidas. Os principais responsáveis pelo surgimento deste ecossistema é a altitude e a exposição aos ventos úmidos litorâneos. Deve-se considerar também a importância da água subterrânea, tendo em vista a presença de inúmeros pontos de ressurgência nas encostas contribuindo para a permanência da vegetação florestal. Pode-se destacar entre as espécies mais comuns: jatobá, tuturubá, maçaranduba, etc. A floresta tropical pluvial encontra-se posicionada nos níveis inferiores dos relevos cristalinos e vertentes de sotavento das encostas. São denominadas Matas Secas que recobrem ainda os relevos cristalinos mais baixos, chamados localmente de serrotes e as vertentes de níveis tabulares, menos favorecidas pelas chuvas. Dentre as espécies representativas desta vegetação pode-se destacar: mulungu, angico, aroeira, catolé, etc.

- **Vegetação ciliar e lacustre**

São ocorrências dispersas em todo o Estado, ocupando os vales úmidos dos rios e riachos, formando densos povoamentos. Neste ecossistema pode-se destacar como a principal espécie a carnaúba, que normalmente ocorre associada aos mulungu, juazeiro, oiticica e ingá-bravo, além de outras espécies arbustivas. As Matas Lacustres estão localizadas próximas a zonas alagáveis durante o período das chuvas e circundando as lagoas e reservatórios de água artificiais. Estas áreas possuem lençol freático a pouca profundidade, suportando vegetação arbórea com palmeiras e estrato rasteiro composto por gramíneas.

Tabela 4.7: As principais unidades fitoecológicas do estado do Ceará (IPECE, 2007).

Unidades Fitoecológicas	Área (km²)	Área (%)
Caatinga Arbustiva Aberta	33.790,6	23,0
Caatinga Arbustiva Densa	33.724,9	22,9
Carrasco	8.720,1	5,9
Cerrado	821,4	0,5
Complexo Vegetacional da Zona Litorânea	17.702,4	12,0
Floresta Caducifólia Espinhosa (Caatinga Arbórea)	34.296,6	23,3
Floresta Mista Dicotilo-Palmaceae (Mata Ciliar com Carnaúba)	3.624,8	2,5
Floresta Perenifólia Paludosa Marítima	157,0	0,1
Floresta Subcaducifólia Tropical Pluvial (Mata Seca)	10.593,9	7,2
Floresta Subcaducifólia Tropical Xeromorfa (Cerradão)	724,1	0,5
Floresta Subperenifólia Tropical Pluvio-Nebular (Mata Úmida)	3.055,7	2,1
Total (km²)	147.045,6	100

Obs: Não considerados os espelhos d'água e a área urbana de Fortaleza.

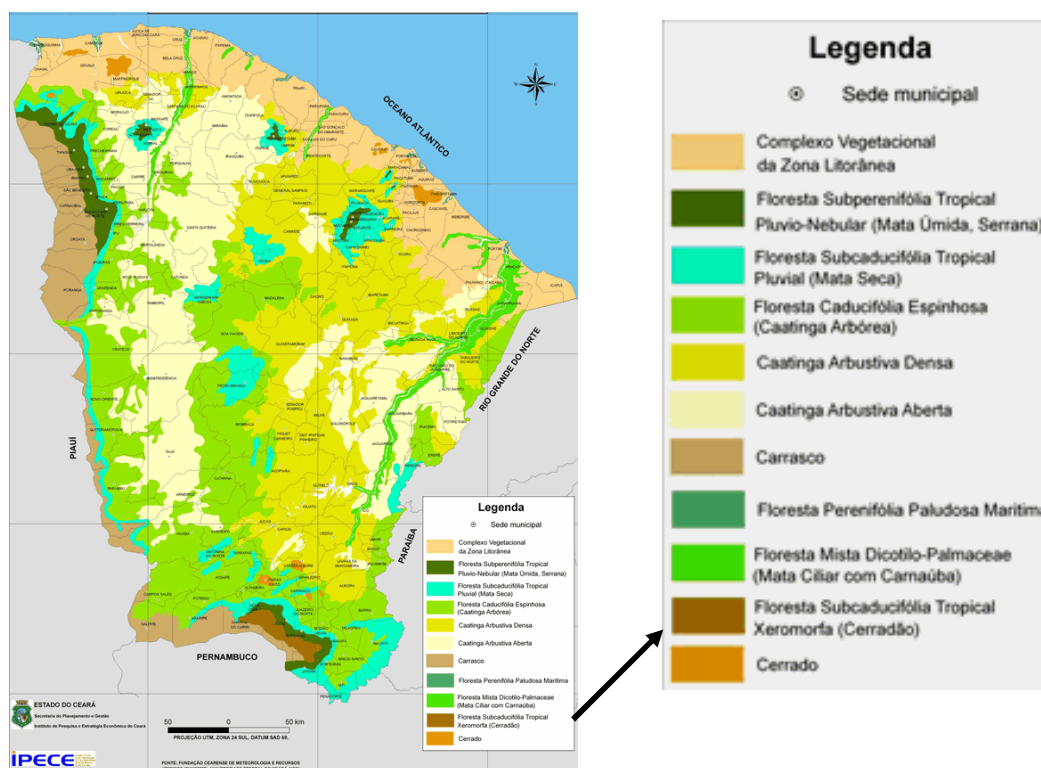


Figura 4.9: Distribuição espacial das áreas de ocorrência das unidades fitoecológicas do estado do Ceará (IPECE,2007).

4.5 Bacias Hidrográficas

Conforme IPECE (2007) o território cearense, em termos de rede de drenagem, pode ser dividido em 11 bacias hidrográficas. Estas são formadas pelos rios Acaraú,

Aracatiáçu (Litorâneas), Banabuiú, Choró (Metropolitanas), Coreaú, Jaguaribe, Poti (Parnaíba), Salgado, além de vasta malha de pequenos rios e riachos.

Merece destaque o rio Jaguaribe pela sua importância em relação ao suprimento de água para a população cearense. É o tronco de três bacias denominadas de baixo, médio e alto Jaguaribe, que respondem por aproximadamente 54% da capacidade de armazenamento de água do estado do Ceará, algo em torno de 9,4 bilhões de m³. Ressalta –se que se encontra localizado na bacia do médio Jaguaribe o Açude Castanhão com capacidade em torno de 6,7 bilhões de m³, e responde sozinho por aproximadamente 39% da água armazenada no Estado.

Segundo a SRH (2005) a adoção da bacia hidrográfica como unidade de gestão figura como um dos princípios fundamentais do gerenciamento dos recursos hídricos. No planejamento das ações regionais, utilizando-se os Comitês de bacia, procurou-se atender a esse princípio e referente à racionalidade do processo de administração que são as unidades regionais de gerenciamento. Estas, também denominadas regiões hidrográficas, deveriam ter áreas de mesma ordem de grandeza.

Conceitualmente, bacia hidrográfica difere de região hidrográfica. Na verdade estas são constituídas por grupos de bacias, uma bacia isolada, uma sub-bacia ou mesmo parte de bacia. Entretanto, a comunidade técnica e a administração pública no Ceará usam estas expressões indistintamente para denominar as onze regiões hidrográficas (figura 4.10) do Estado (SRH, 2005).

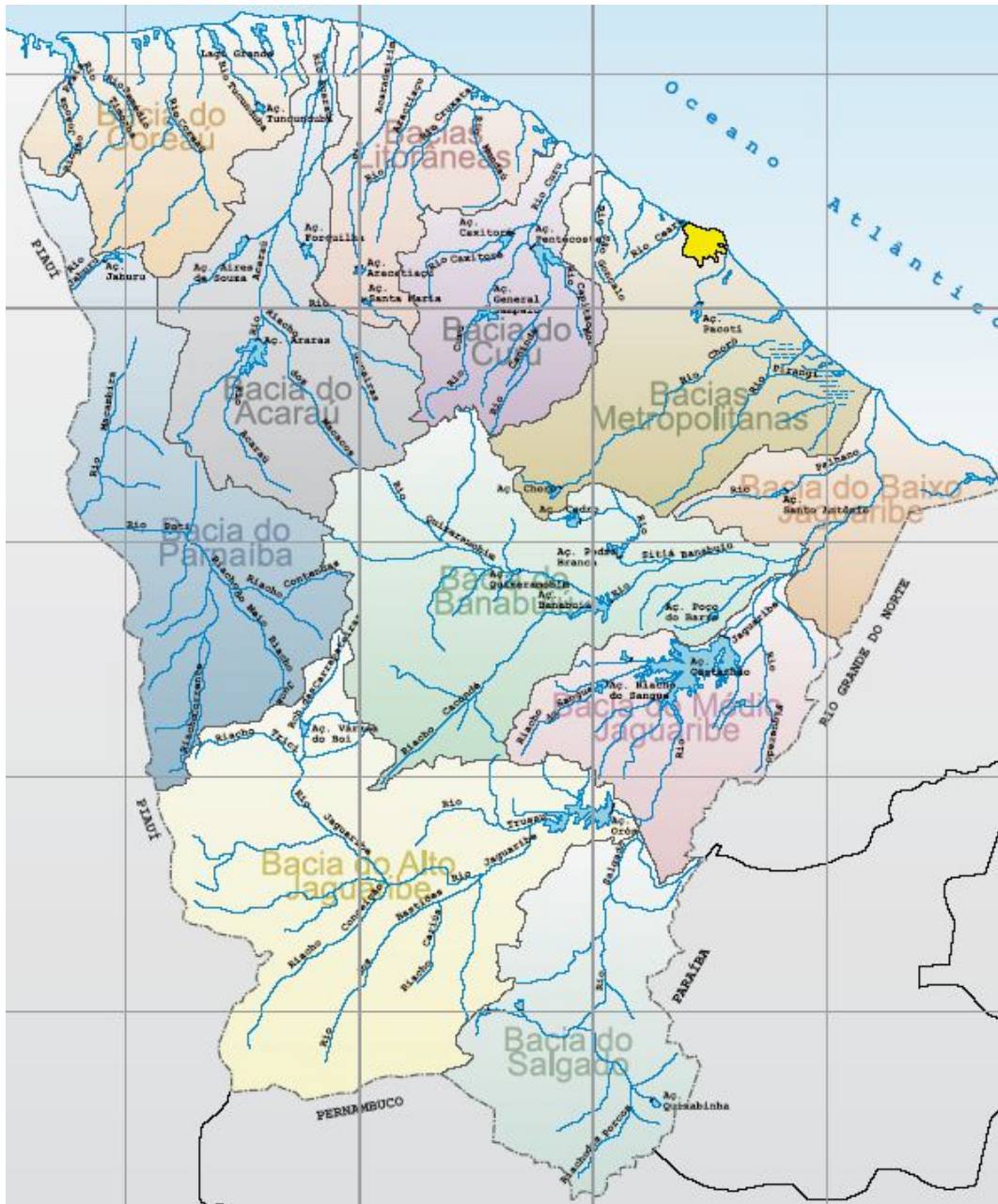


Figura 4.10: Distribuição das 11 bacias hidrográficas do estado do Ceará (SRH, 2005).

O regime hidrológico dos cursos d'água no Ceará é diretamente influenciado pela má regularidade das chuvas e pelas condições geológicas da região onde está situada a bacia hidrográfica. Os solos de aluvião que margeiam rios e riachos retêm, em seu delgado manto, águas de subsuperfície que constituem reserva subterrânea, que, durante o período de estiagem, rapidamente escoam ou evaporam, não possuindo volume suficiente para manter fluxo mínimo de água nos rios e riachos (SRH, 2005).

A pequena profundidade do embasamento cristalino não permite que a camada de solo absorva os 700 mm previstos da precipitação média anual. Assim, as chuvas superiores a 40 mm e de grande intensidade geram fortes deflúvios que fluem para os mananciais superficiais (rios, lagoas, açudes e etc.) ou para o Oceano Atlântico.

Os rios do Ceará, como na maior parte do Nordeste, são sazonais, no período da quadra invernososa se apresentam com fluxo d'água transportando grande quantidade de materiais granulares. No período de estiagem a maior parte dos rios seca totalmente, facilitando a exploração dos materiais para construção civil, pavimentação, etc. A figura 4.11 apresenta o rio Aracatiaçu nas condições de vazão: máxima e seca.



Figura 4.11: Ilustração do rio Aracatiaçu, na CE-085, no período das chuvas (cheio) e durante a estiagem (seco) – (Fotos do autor).

Conforme COGERH (2001) e SRH (1992 e 2005) descrevem-se de forma sucinta informações das bacias hidrográficas do estado do Ceará, a seguir:

- **Bacia hidrográfica do Jaguaribe**

O rio Jaguaribe é o principal rio do Estado, com suas nascentes na serra da Joanhina, no município de Tauá, percorrendo um trajeto aproximado de 633 km até o seu estuário no oceano Atlântico, no município de Aracati. Sua bacia drena área correspondente a 48% do Ceará, com benefício para 81 municípios, numa área total desta bacia de 72.645 km², a partir do georeferenciamento utilizando imagens de satélite. Esta área por ser muito grande e heterogênea corresponde a cinco regiões hidrográficas, englobando as bacias do alto, médio e baixo Jaguaribe, a do Banabuiú e do Salgado.

Na bacia do médio Jaguaribe, próxima à cidade de Limoeiro do Norte, foi coletada uma das amostras de areia grossa quartzosa utilizada nesta pesquisa. A figura 4.12 mostra a bacia hidrográfica do médio Jaguaribe, a montante da cidade de Limoeiro do Norte, com a sua litologia. Os grãos que compõem os sedimentos fluviais formados principalmente por quartzos, feldspatos e micas têm origem principalmente de rochas do tipo granitos migmatizados, granodioritos, micaxistos (Complexo Ceará), gnaisses e migmatitos.

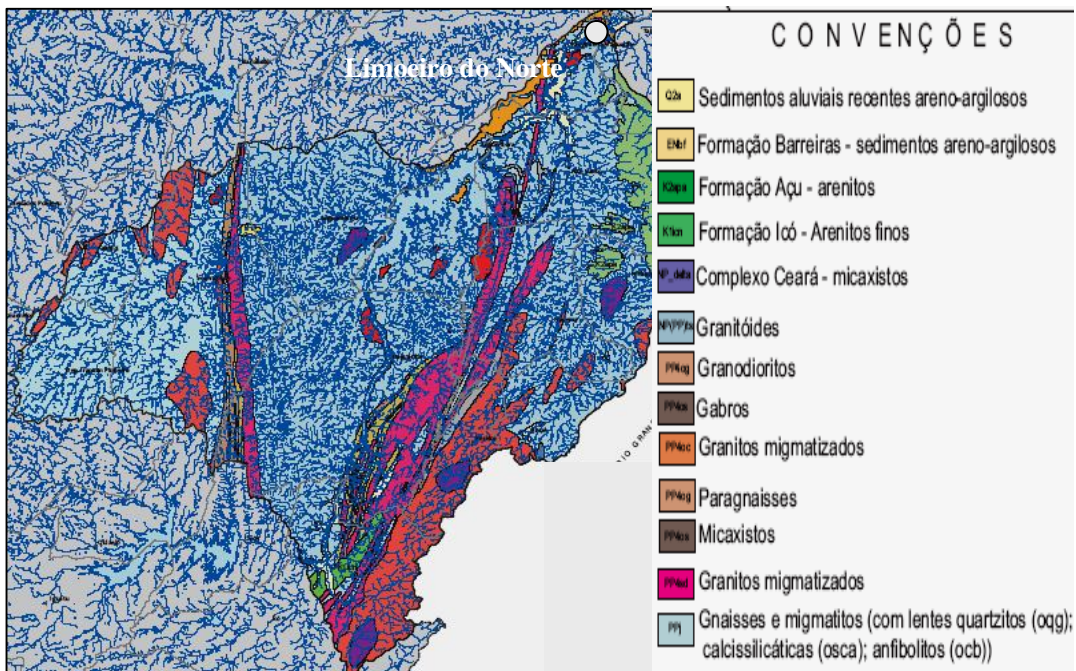


Figura 4.12: Bacia hidrográfica do médio Jaguaribe, a montante da cidade de Limoeiro do Norte, com seu esboço litológico.

- **Bacias hidrográficas Metropolitanas**

É formada por um conjunto de 14 bacias independentes, destacando-se como hidrologicamente representativas apenas as bacias dos rios Choró (4.751 km²), Pirangi (4.374 km²), Pacoti (1.258 km²), São Gonçalo (1.332 km²) e os sistemas Ceará/Maranguape (780 km²) e Cocó/Coaçu (500 km²). Estas bacias encontram-se posicionadas na região Nordeste do Ceará, com uma área aproximada de 15.085 km² (41 municípios), englobando a Região Metropolitana de Fortaleza.

A principal amostra (areia grossa quartzosa) desta presente pesquisa é proveniente do rio Aracoiaba, importante afluente do rio Choró. Na figura 4.13 está mostrada a bacia hidrográfica do rio Aracoiaba com seu esboço litológico. Na composição granulométrica dos sedimentos fluviais predomina o quartzo, feldspatos e as micas. Entretanto, o rio Aracoiaba também apresenta na fração graúda, grãos da rocha original (paragnaisses, granitóides, granitos migmatizados, sienitos) e visualmente pode-se observar a presença das micas com tamanhos maiores do que as encontradas nos outros rios estudados, isto ocorre, em função do local de coleta da amostra ser próxima à nascente do rio.

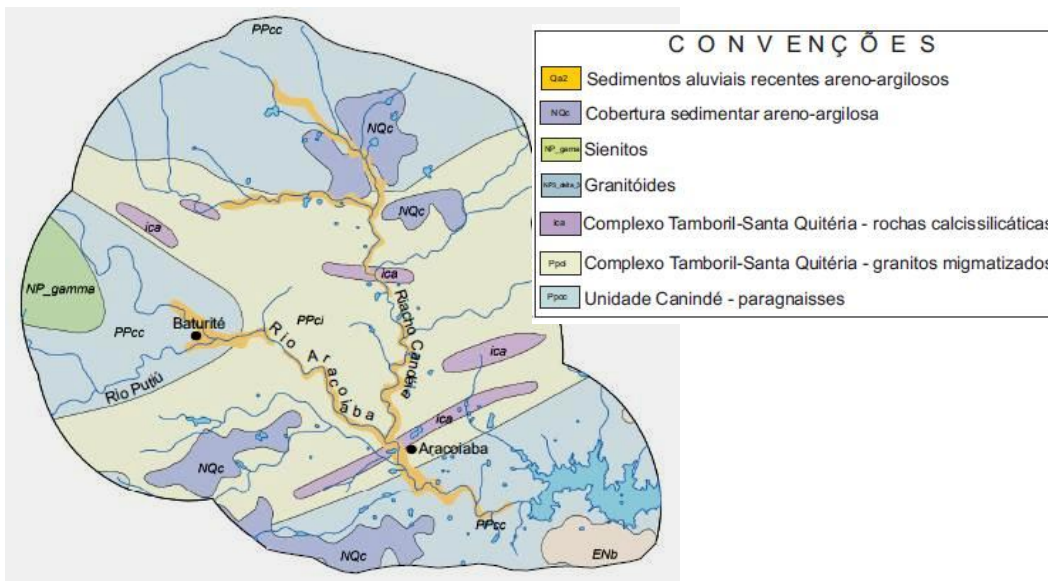


Figura 4.13: Bacia hidrográfica do rio Aracoiaba com seu esboço litológico

- **Bacias hidrográficas Litorâneas**

São compostas por várias bacias, englobando as dos rios Aracatiaçu (3.415 km²), Mundaú (2.227 km²), Aracati-Mirim (1.565 km²), Trairi (556 km²) e Zumbi (193 km²), além de uma Faixa Litorânea de Escoamento Difuso (FLED) de 663 km². Amostra de areia quartzosa do rio Aracatiaçu foi estudada na presente pesquisa por apresentar granulometria grossa. Na figura 4.14 está mostrada a bacia hidrográfica do rio Aracatiaçu com seu esboço litológico. Os sedimentos fluviais compostos em quartzo, feldspatos e com presença de micas são originados principalmente da decomposição dos paragneisses (Unidade Canindé) e em menor escala dos granitóides e mica-xistos (Complexo Ceará).

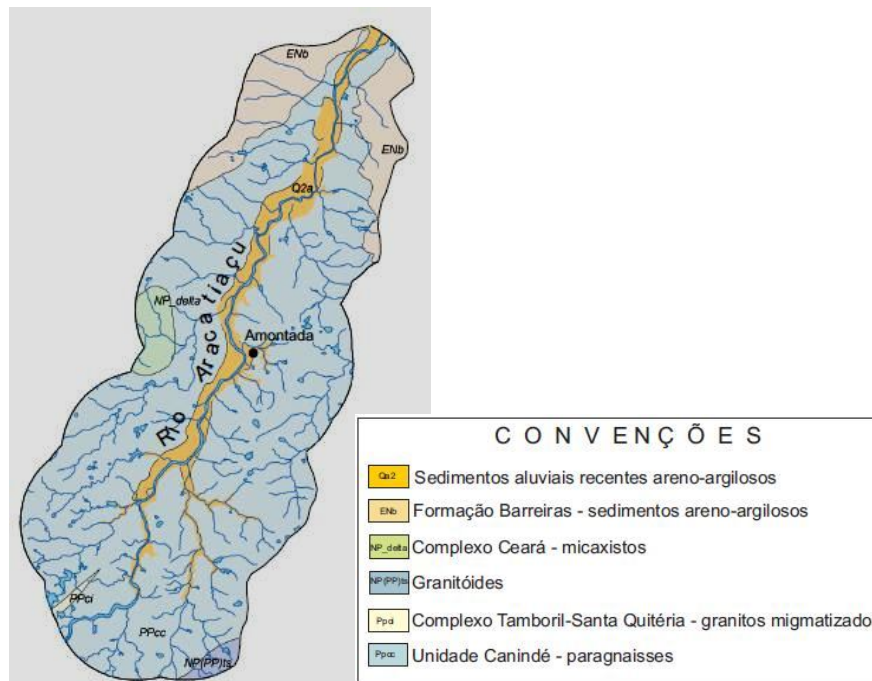


Figura 4.14: Bacia hidrográfica do rio Aracatiaçu com seu esboço litológico.

- **Bacia hidrográfica Acaraú**

Com as nascentes na Serra das Matas, o rio Acaraú se desenvolve na região centro-oeste do Estado no sentido sul-norte, extensão de 315 km até sua foz, drenando área de 14.423 km². Por nascer em região montanhosa apresenta forte declividade no seu segmento inicial, porém reduz bastante, predomina relevo suave característico. Os principais afluentes são os rios: Macacos, Groaíras, Jacurutu, Sabonete e Jaibaras.

- **Bacia hidrográfica do Coreau**

Bacia drenada principalmente pelo rio Coreau e seus afluentes, com 4.446 km² e um conjunto de outras bacias independentes, adjacentes, que formam uma região hidrográfica de 10.657 km². O rio Coreau nasce da interseção dos riachos Jatobá e Caiçara, de origem na Serra da Ibiapaba, e se desenvolve no sentido sul-norte por 167,5 km até o litoral. Seu principal afluente é o rio Itacolomi, merecendo citação, também, o riacho Juazeiro.

- **Bacia hidrográfica do Parnaíba**

A bacia do Poti é a única não integralmente contida no Ceará. Parte das águas também escoam pelo vizinho estado do Piauí. Ocupa uma área de 16.901 km², somando-se as bacias dos rios Poti e Macambira (14.377 km²) e o conjunto de 8 sub-bacias independentes pertencentes à bacia dos rios Longá/Pirangi (2.524 km²). Esta região hidrográfica representa apenas 5% da área drenada pelo rio Parnaíba.

- **Bacia hidrográfica do Curú**

O rio Curu nasce na região centro-norte do Estado (serras do Céu, da Imburana e do Lucas), com desenvolvimento de 195 km com direção preferencial sudoeste-nordeste e drena área de 8.528 km². O rio Canindé, pela margem direita, é o seu principal afluente e drena praticamente toda a área sudoeste da bacia. Na margem esquerda pode-se destacar o rio Caxitoré. No rio Curu foi coletada amostra de areia média quartzosa próxima a BR-116, mas posteriormente este material foi descartado por não possuir granulometria que se enquadrasse na faixa proposta nesta pesquisa.

CAPÍTULO 5

MATERIAIS E MÉTODOS

5.1 Considerações Iniciais

Nesta pesquisa procurou-se avaliar o comportamento mecânico de misturas do tipo areia asfáltica usinada a frio (AAUF) a partir dos materiais naturais que estavam sendo utilizados no Estado do Ceará, em 2004. Foram coletadas informações sobre o consumo de emulsões asfálticas pelo DER em 2004, à época DERT, utilizados nos serviços de conservação para confecção de AAUF foi de aproximadamente 2.000 toneladas.

Para diagnóstico do que existia, em termos de areia asfalto a frio no Ceará foi feito um levantamento subdividido em três fases distintas:

- levantamento bibliográfico de ensaios e de projetos existentes e arquivo fotográfico;
- viagens a campo para coleta de agregados para caracterização, misturas asfálticas existentes nos Distritos Operacionais do DER e visita a trechos da malha para observar as características dos revestimentos de AAUF no campo;
- ensaios preliminares de laboratório, para conhecer as características tecnológicas das misturas asfálticas a frio.

Durante a fase inicial da pesquisa buscou-se apoio na bibliografia sobre o tema, no entanto sobre a areia asfalto propriamente dita é escassa e antiga, salvo algumas exceções. De certa forma, existe uma explicação para o fato, pois historicamente a areia asfáltica a frio foi o primeiro revestimento betuminoso realizado no Ceará e, na mesma época, em parte do Nordeste. Posteriormente esta técnica foi suplantada pela mistura a quente e gradativamente foi reduzida à porcentagem insignificante em termos regionais.

A maioria dos trabalhos, que retratam a experiência nacional sobre as misturas a frio, encontra-se nos anais de simpósios e congressos da segunda metade dos anos 70, até meados da década de 90. Desta bibliografia foi dada atenção para as que tratam dos

pré-misturados a frio abertos que, embora com características granulométricas distintas, apresentam parâmetros volumétricos semelhantes aos das areias asfálticas a frio.

Com objetivo de caracterizar as areias de rio utilizadas pelos dez Distritos Operacionais do DER (à época DERT) coletaram-se amostras em estoque em nove deles, para realização de: análise granulométrica, equivalente de areia, densidade real e densidade solta (aparente). Os resultados são apresentados na tabela 5.1, na seqüência crescente dos valores passantes na peneira de nº 40. As curvas granulométricas encontram-se ilustrada na figura 5.1.

Tabela 5.1: Resultados dos ensaios de caracterização das areias dos Distritos Operacionais – DERT.

Distrito Operacional	Rio ou Riacho	Granulometria (mm) %						EA	DR	DS
		9,53	4,76	2,00	0,42	0,177	0,074			
Itapipoca	Riacho Embira	100	99	80	10	2	1	97	2,640	1,555
Crateús	Rio Poty	100	96	81	12	2	1	96	2,645	1,528
Sobral	Rio Acaraú	100	97	81	11	1	0	99	2,617	1,573
Santa Quitéria	Rio dos Macacos	99	98	89	13	2	0	98	2,644	1,519
Aracoiaba	Rio Aracoiaba	99	95	80	15	2	1	92	2,640	1,547
Limoeiro do Norte	Rio Jaguaribe	99	97	91	22	1	0	97	2,646	1,566
Maranguape	Rio Poço do Nêgo	100	97	89	27	5	1	76	2,624	1,440
Iguatu	Rio Jaguaribe	99	97	92	42	5	1	98	2,641	1,541
Quixeramobim	Rio Quixeramobim	99	96	87	46	6	1	97	2,638	1,575

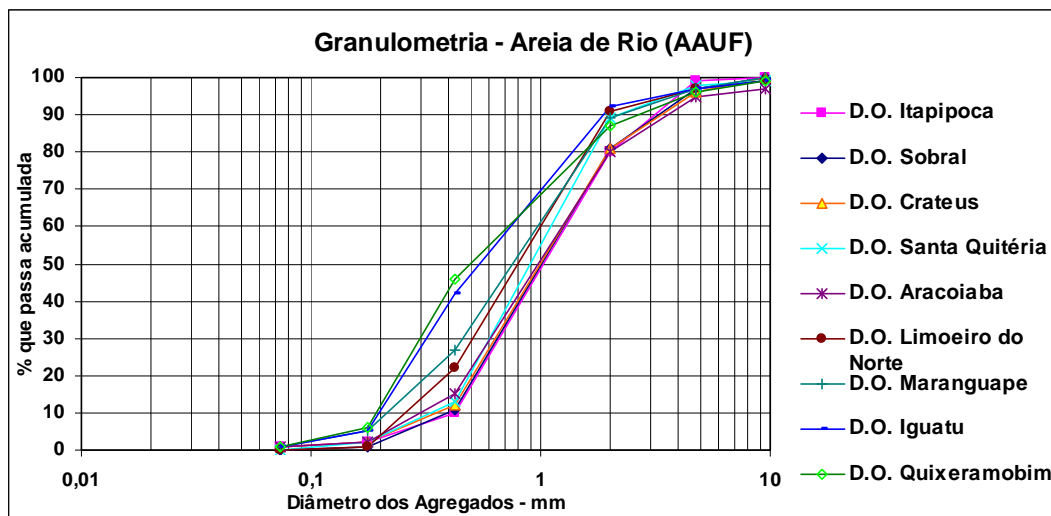


Figura 5.1: Curvas granulométricas das areias para confecção da areia asfáltica a frio no DER /CE.

Também foram coletadas massas asfálticas nos respectivos Distritos Operacionais para realização da extração de betume através do rotarex, encontrando-se valores variando de 3,2% (5,1% de emulsão) até 6,6% de CAP residual (10,6% de emulsão). SILVEIRA (1999) constatou tendência de redução do desgaste com o aumento no teor de ligante, o que evidencia a importância da definição do teor ótimo na durabilidade das massas a frio. Apesar da variação na granulometria das areias pesquisadas, observou-se que a definição da porcentagem de ligante não era baseada em critérios técnicos, e sim no sentimento do operador. A adição do ligante ao agregado não tem percentual previamente definido, nem os equipamentos de mistura asfáltica a frio apresentavam dispositivos para controle da injeção de ligante.

A metodologia DNER-ME 107/94 foi utilizada para obtenção dos parâmetros volumétricos e mecânicos do ensaio Marshall, considerando a mistura mais rica em ligante entre as analisadas, obtendo os seguintes resultados: $V_v = 20\%$, $D_{aparente} = 1,800$ e estabilidade $E = 185$ kgf. Realizou-se também o ensaio de resistência à tração por compressão diametral (DNER-ME 138/94) encontrando-se $RT = 0,17$ MPa. Este valor é bom, tendo em vista tratar-se de mistura de areia asfalto a frio. Entretanto, não foi possível identificar algum trabalho que apresente resultado deste ensaio neste tipo de mistura asfáltica para comparação.

5.2 Agregado

5.2.1 Areia grossa quartzosa de rio

Pela pesquisa no banco de dados de ensaios e projetos realizados no DER / CE e em empresas de consultoria, foram agrupados resultados de granulometria, equivalente de areia e de densidade real de areias de rio, para projetos rodoviários e outras obras no estado. Neste estudo foram realizadas coletas de areia, em viagens a serviço, objetivando aumentar o acervo.

Foram agrupadas 250 granulometrias (figura 5.2), mostrando a visão geral da tendência das curvas granulométricas das areias naturais quartzosas de rios do Ceará. No Anexo C está apresentada uma tabela com as granulometrias.

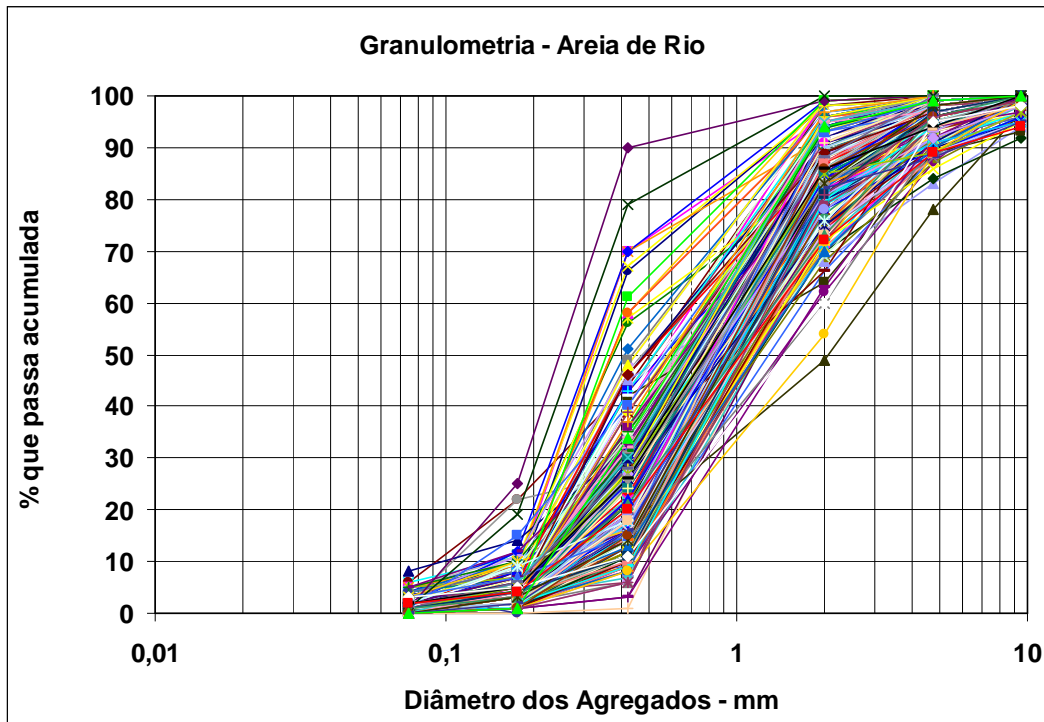


Figura 5.2: Conjunto de 250 curvas granulométricas de areia de rio no estado do Ceará.

O objetivo inicial foi propor faixas granulométricas para AAUF, com base neste banco de dados das granulometrias das areias naturais quartzosas de rio do Ceará. A idéia é evitar que numa dosagem seja preciso utilizar outros materiais granulares para compor a mistura, com exceção de fíler em pequena quantidade, quando necessário.

Na figura 5.3 é apresentada a distribuição espacial dos locais de coleta de mais de 280 amostras localizadas, sem georreferenciamento, portanto de forma aproximada, no mapa hidrográfico do estado do Ceará.

Na figura 5.4, está apresentada sugestão de uma faixa geral ampla (tabela 5.2) para o conjunto de curvas granulométricas, com limites superior e inferior, variando de grossa a fina respectivamente, viável para aplicação destes agregados para AAUF.

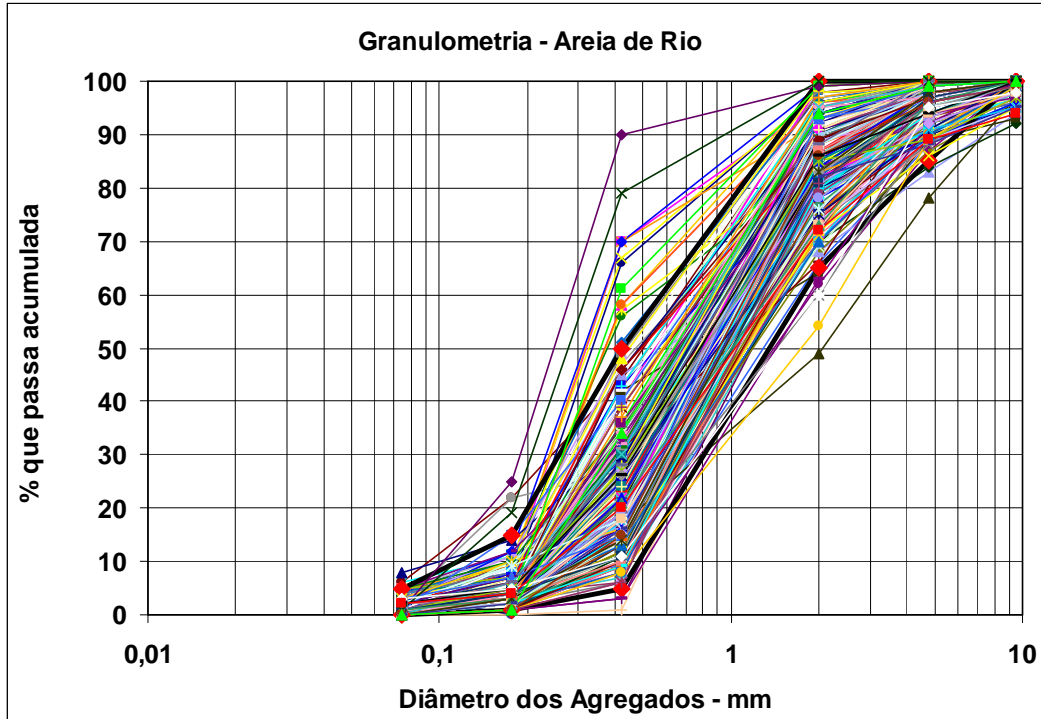


Figura 5.4: Faixa granulométrica ampla onde é viável a utilização de agregados nas AAUF.

Tabela 5.2: Faixa geral de 250 curvas granulométricas de areias de rios do Ceará.			
Peneiras	Abertura (mm)	Faixa Geral	
		Limite Inferior	Limite Superior
1/2"	12,7	-	-
3/8"	9,53	95	100
n° 4	4,76	85	100
n° 10	2,00	65	100
n° 40	0,42	5	55
n° 80	0,177	1	15
n° 200	0,074	0	5

Deve-se destacar que a faixa foi definida por análise visual de areias com granulometrias próximas dos limites e por frações retidas em peneira do conjunto. Pode ser observada grande dispersão na peneira de n° 40 (0,42 mm), um pouco menor na peneira de n°10 (2,0 mm) e em pequena escala nas demais peneiras. Na figura 5.5 está apresentada graficamente a dispersão por peneira.

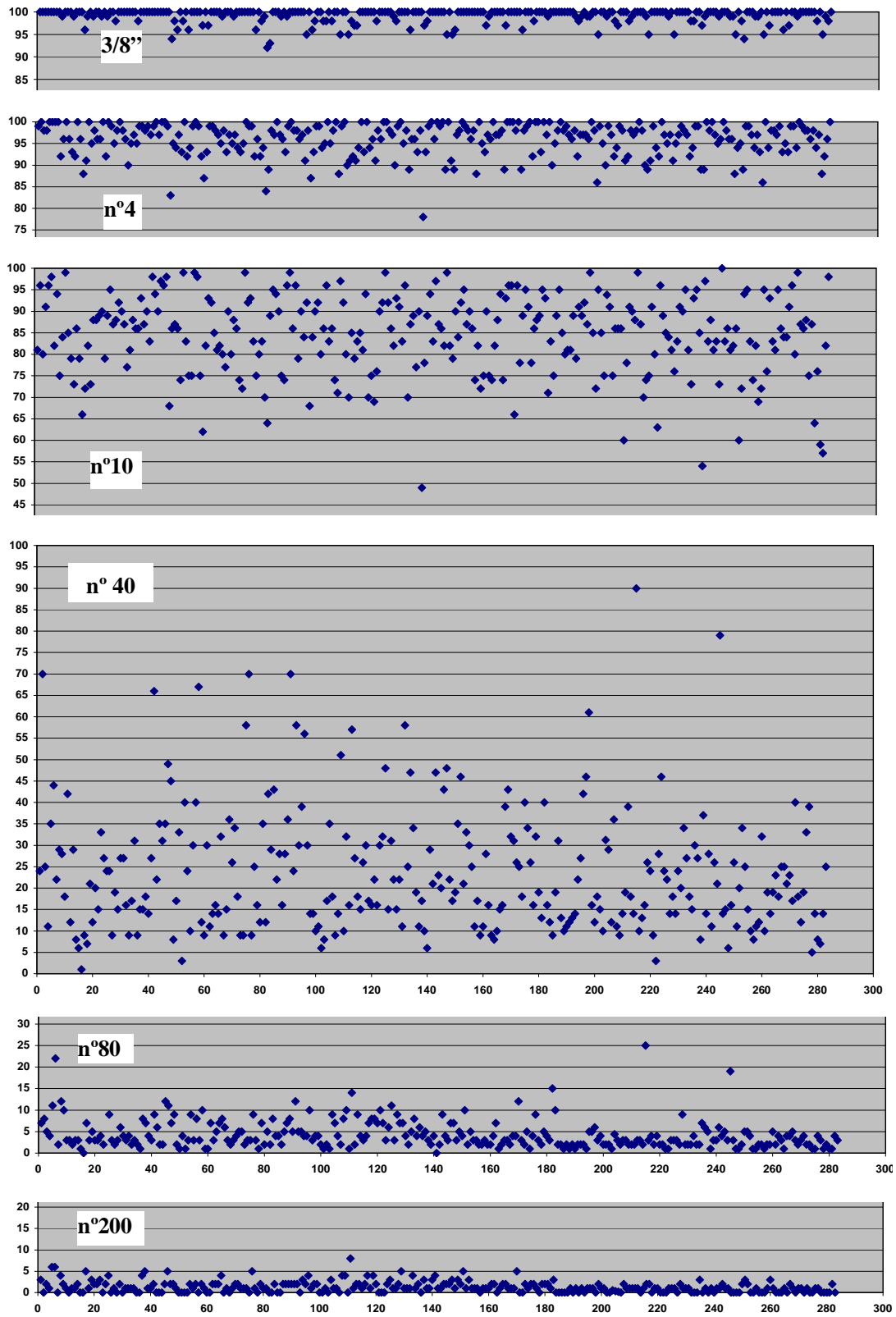


Figura 5.5: Percentagens que passa por peneira (eixo y) *versus* número de amostras (eixo x) do conjunto de mais 280 granulometrias selecionadas.

Na tabela 5.3 apresenta-se uma proposta de subdivisão em três faixas denominadas de I (Grossa), II (Média) e III (Fina). Elas foram estudadas em laboratório com moldagens de corpos de prova com várias composições de projeto para serem submetidas a ensaios mecânicos que ajudassem a definir as propostas de faixas de AAUF para o DER/CE (figura 5.6). Foram utilizados o ensaio Marshall modificado e o compactador giratório, para misturas asfálticas a frio (DNER-ME 107/94).

Tabela 5.3: Proposta de faixas granulométricas para utilização em AAUF no Ceará.

Peneiras	Abertura (mm)	Faixa: I (Grossa) % que passa	Faixa: II (Média) % que passa	Faixa: III (Fina) % que passa
1/2"	12,7	-	-	-
3/8"	9,5	95 - 100	100	100
nº 4	4,8	85 - 100	90 - 100	100
nº 10	2,0	65 - 90	70 - 95	75 - 100
nº 40	0,42	05 - 25	25 - 40	35 - 55
nº 80	0,18	01 - 08	03 - 10	05 - 15
nº 200	0,075	00 - 03	00 - 05	00 - 08

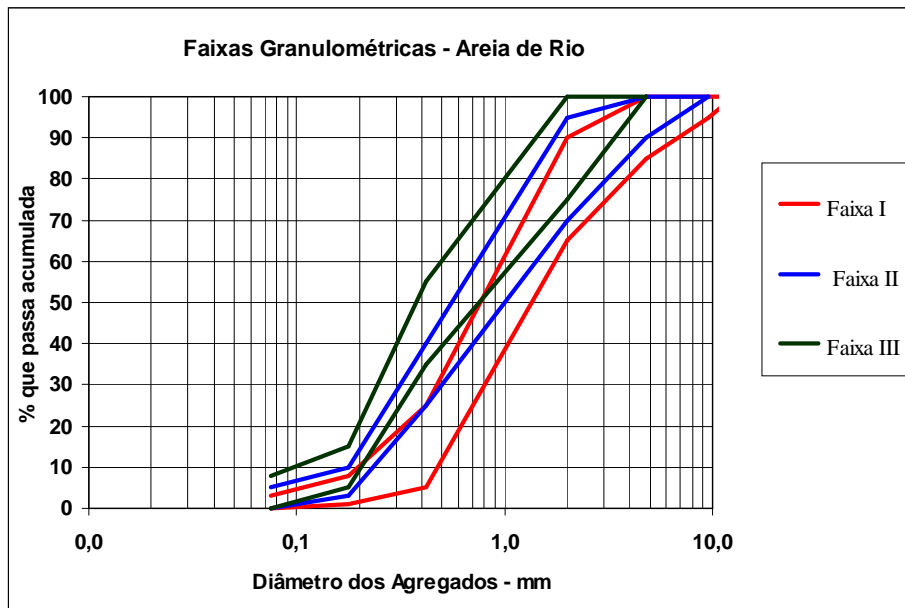


Figura 5.6: Gráfico das três faixas granulométricas propostas para AAUF no Ceará.

Na definição dos limites das Faixas I, II e III, também foi analisada a dispersão na granulometria das peneiras de nº10 (2,0mm) e nº40 (0,42mm) mostrados na figura 5.5. Além de que a percentagem que passa na peneira de nº 40 (0,42mm) tem influência significativa no teor de ligante das misturas asfálticas com areia de rio.

5.2.2 Seleção dos materiais da pesquisa

Dentre as faixas propostas, foi escolhida a faixa I (Grossa) para desenvolvimento desta pesquisa. A razão principal de se adotar a faixa grossa é a que, provavelmente, melhor se adapta para produção de misturas com emulsão do tipo RM-1C. Esta é a mais utilizada pelos Distritos Operacionais do DER e a que requer menor consumo de ligante. A princípio, se esta não tiver características mecânicas aceitáveis, provavelmente as mais finas terão menos ainda. Também se desenvolveram estudos com as emulsões do tipo RL-1C, embora a mistura no campo, com esta e agregados grossos, tenha dificuldade de envolvimento, tendendo ao escorrimento, o que dá à mistura um aspecto desuniforme.

Para testar esta faixa, foram coletadas amostras de areia dos rios Aracatiáçu (3º Distrito Operacional de Itapipoca), Aracoiaba (2º Distrito Operacional de Aracoiaba), e Jaguaribe (4º Distrito Operacional de Limoeiro do Norte). Estes se localizam nas bacias: Litorânea e Médio Jaguaribe, ilustrados na figura 5.7. Também foi estudada areia do rio Curu (3º Distrito Operacional de Itapipoca), com o objetivo de definir melhor o limite entre as faixas grossa e média (tabela 5.4).



Figura 5.7: Vistas gerais do local de exploração e detalhe das areias dos rios Aracatiáçu, Aracoiaba e Jaguaribe (Fotos do autor).

Tabela 5.4: Resultados dos ensaios realizados na areia do rio Curu nesta pesquisa.

GRANULOMETRIA (Peneiras – mm)						EA	DR	Massa Esp. Ap. Solta
9,5	4,8	2,0	0,42	0,18	0,075	%	-	g/cm ³
100	99	94	31	4	0,5	90	2,648	1,500
Minerais leves						Angularidade		Massa Esp. Ap. Grão
Quartzo		Feldspato		Mica		%		g/cm ³
83%		5%		9%		42,3		2,599

Como a areia do rio Curu tem 31% passando na #nº40, o teor ótimo de CAP residual ficou em torno de 7%, isto é, ligeiramente mais alto do que das três areias escolhidas para o estudo completo. Assim, restringiu-se a faixa I (Grossa) a 25% passando na #nº40, ficando a areia do rio Curu (rodovia BR-222), fora da faixa grossa prevista inicialmente nesta pesquisa (figura 5.8).



Figura 5.8: Vista geral do leito do rio Curu no período de estiagem e uma visão da areia no detalhe (Fotos do autor).

5.2.3 Ensaio e resultados

Na caracterização geotécnica das amostras realizaram-se inicialmente ensaios de análise granulométrica dos agregados (DNER ME 86/94). As granulometrias representativas das amostras de areia de rio foram obtidas por tratamento estatístico proposto em SOUZA (1976) dos resultados de 11 ensaios por amostra, comprovado com aplicação do Excel. Os valores finais da granulometria média estão apresentados na tabela 5.5. Na figura 5.9 são mostrados os gráficos das curvas granulométricas das areias selecionadas, comparada com a faixa I (Grossa) proposta.

Tabela 5.5: Granulometrias finais a serem utilizadas nas pesquisas com as misturas em AAUF.

Areia grossa quartzosa de rio		Granulometria						
Distrito Operacional	Localização	12,7	9,5	4,8	2,00	0,42	0,18	0,075
Itapipoca	Rio Aracatiáçu	100	97	90	75	10	1	0,2
Aracoiaba	Rio Aracoiaba	100	99	95	80	15	2	0,5
Limoeiro do Norte	Rio Jaguaribe	100	99	98	89	22	1	0,2
Faixa I – (grossa)	Limite Inferior	100	95	85	70	5	1	0
	Limite Superior	100	100	100	90	25	8	3

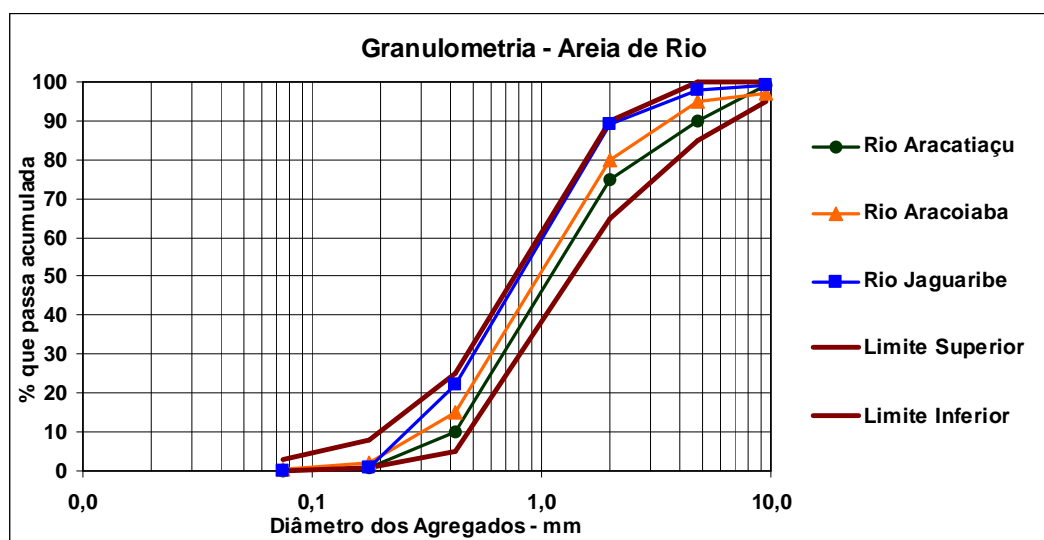


Figura 5.9: Curvas granulométricas das areias dos rios Aracatiáçu, Aracoiaba e Jaguaribe, enquadradas na faixa I (Grossa) proposta nesta pesquisa.

Foram anotados também os resultados dos ensaios de equivalente de areia (EA) e de densidade real, do banco de dados do DER/CE e comparados aos ensaios das areias estudadas de acordo com DNER ME 054/97 e 084/95. A tabela 5.6 apresenta os valores de equivalente de areia nas amostras selecionadas. Analisando-se os valores dos 165 resultados de EA (figura 5.10), sugere-se que as areias de rio a serem utilizadas em AAUF no Ceará apresentem um EA $\geq 85\%$.

Tabela 5.6: Resultados dos ensaios de equivalente areia dos rios selecionados.

Nº	Distrito Operacional	Localização	E. A. (%)
3º	Itapipoca	Rio Aracatiáçu	98
2º	Aracoiaba	Rio Aracoiaba	92
4º	Limoeiro do Norte	Rio Jaguaribe	98

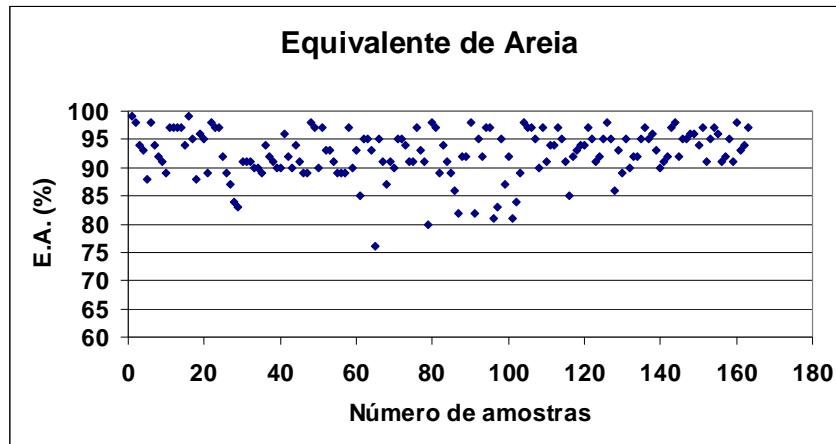


Figura 5.10: Resultados de ensaios de equivalente de areia (EA) em 165 amostras de areias de rio.

Os valores das densidades reais (D.R.) das areias de rio do Ceará, do banco de dados, estão na faixa de 2,550 a 2,680, figura 5.11. A média de 80 amostras foi de 2,645, compatível com a mineralogia dos grãos, comentada em item adiante. A tabela 5.7 apresenta os resultados de densidades reais das areias dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe, média de 05 determinações para cada amostra.

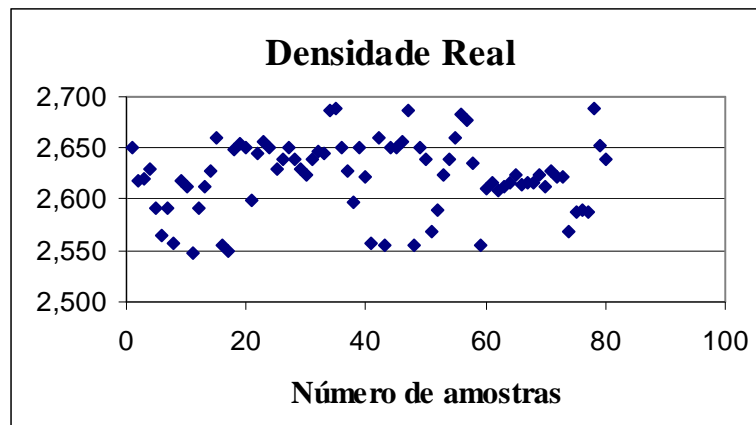


Figura 5.11: Resultados de ensaios de densidade real (DR) das areias de rio do estado do Ceará.

Tabela 5.7: Resultados dos ensaios de densidade real das amostras selecionadas para esta pesquisa.

Nº	Distrito Operacional	Localização	D.R.
3º	Itapipoca	Rio Aracatiaçu	2,646
2º	Aracoiaba	Rio Aracoiaba	2,640
4º	Limoeiro do Norte	Rio Jaguaribe	2,646

Para simplificar e agilizar os resultados dos ensaios de densidade real pelo método do picnômetro, e cômico da importância do mesmo nos parâmetros volumétricos das misturas asfálticas, introduziu-se modificações no procedimento do ensaio DNER ME 084/95: resultado expresso na segunda casa decimal e dispensa de fervura ou bomba de vácuo, já que areias quartzosas são pouco porosas e tem pequena quantidade de finos. O procedimento proposto consiste em:

- colocar o agregado (12 a 15g) no picnômetro e cobri-lo com água em excesso de cerca de 1,0cm, mantendo-o em repouso por 5 minutos;
- agitar o picnômetro (100ml) com movimentos circulares durante 1 minuto, mudando a direção a cada 10 segundos com batidas leves na palma da mão;
- após agitação, manter o picnômetro em repouso até as partículas decantarem;
- proceder ao enchimento com água destilada até a boca, sem a tampa vazada;
- colocar o picnômetro dentro de um recipiente com água a 25°C;
- o restante do processo e cálculos são semelhantes ao ensaio DNER-ME 084/95.

Na figura 5.12 está apresentada uma ilustração dos procedimentos do ensaio da densidade real modificada para areias quartzosas.



Figura 5.12: Ilustração dos procedimentos do ensaio de densidade real modificada (Fotos do autor).

Na tabela 5.8 está apresentada a média de 06 determinações da densidade real pelos métodos padronizado e modificado. Apesar de ser ainda pequena a quantidade de ensaios, os resultados são promissores. Entretanto, os resultados pelo método DNER foram usados para cálculo da densidade máxima teórica nesta pesquisa.

Tabela 5.8: Resultados médios dos ensaios de densidade real.

RIO	Método tradicional (c/ aquecimento)	Método modificado (s/ aquecimento)
	MÉDIA	MÉDIA
Aracatiçu	2,646 (2,65)	2,628 (2,63)
Aracoiaba	2,640 (2,64)	2,644 (2,64)
Jaguaribe	2,646 (2,65)	2,643 (2,64)

5.2.4 Ensaios complementares

Ensaios complementares foram realizados nas areias de rio selecionadas para pesquisa, na busca de um conhecimento mais aprofundado deste agregado natural. Destaque-se: mineralogia, angularidade (FAA) dos grãos, granulometria segundo SHRP e fotografias para determinação da forma dos grãos.

Ensaios para identificação dos minerais presentes nas amostras das areias seguiram o método descrito em SANTOS e RAMOS (2005), que separa os minerais denominados pesados e leves. Os ensaios foram realizados no LGMA/UFC (Laboratório de Geologia Marinha e Aplicada) a partir de 40 gramas de cada areia. A fração escolhida foi entre as peneiras de 0,42 mm (#n° 40) e 0,075 mm (#n° 200) das três areias de rio selecionadas na pesquisa.

SANTOS e RAMOS (2005) relataram que a amostra é limpa com ácido clorídrico a 10%, em chapa aquecedora, para eliminação de impurezas. Em seguida é lavada com água destilada e colocada para secar em estufa. Faz-se a separação convencional densimétrica dos minerais pesados dos leves, utilizando líquido de alta densidade (CHBr_3 – bromofórmio) sendo o concentrado colocado em funil, ilustrado na figura 5.13, para separação por decantação e os mais pesados migram para a parte inferior.

Para determinação da quantidade de minerais é feita seleção aleatória e contagem de 300 grãos. Estes são separados e identificados através de lupa binocular (figura 5.13), pesados separadamente. Posteriormente o peso destes é comparado ao peso total dos grãos, em percentagem. Os minerais pesados geralmente são acessórios e

em pequenas quantidades. Na tabela 5.9 encontram-se listadas as percentagens e a mineralogia existente nas amostras das areias de rio analisadas nesta pesquisa.



Figura 5.13: Etapas do ensaio para determinação da mineralogia das areias de rio.

Tabela 5.9: Principais minerais presentes nas areias de rio e respectivas percentagens.

Rio	Minerais Pesados	Minerais Leves	Mineralogia Total
Aracatiáçu	9,06%	90,94%	Pesados: ilmenita, epidoto, columbita, cassiterita e hornblenda Leves: quartzo, feldspatos e micas
Aracoiaba	3,08 %	96,92%	Pesados: ilmenita, monazita, columbita, cassiterita e hornblenda Leves: quartzo, feldspatos e micas
Jaguaribe	3,52%	96,48%	Pesados: ilmenita, turmalina, columbita, epidoto e hornblenda Leves: quartzo, feldspatos e micas

Na tabela 5.10 são mostradas as percentagens de cada mineral leve (massa específica real em torno de $2,65 \text{ g/cm}^3$), maior parte presente nas areias de rio. Essa maioria não poderia ser diferente tendo em vista que quartzo, feldspatos e micas são minerais essenciais formadores das rochas da superfície da crosta terrestre.

Tabela 5.10: Percentagens dos minerais leves presentes nas areias de rio.

Rio	Quartzo	Feldspatos	Micas
Aracatiáçu	77%	7%	16%
Aracoiaba	75%	7%	18%
Jaguaribe	82%	5%	13%

O programa SHRP (MOTTA *et al.*, 1996) considera que na utilização de areias naturais em misturas asfálticas densas, para volume de tráfego baixo não é necessário determinação da angularidade (*FAA – Fine Aggregate Angularity*), visto que geralmente apresentam angularidade satisfatória para esta faixa de tráfego. Mediu-se este requisito

na busca de melhor entendimento e maior conhecimento das características físicas das areias grossas de rio que auxiliem explicar o desempenho mecânico das AAUF.

O método C da norma ASTM C128 (1993) foi o adotado, porém com modificações comentadas a seguir. Sabe-se ser este o que apresenta menores valores de FAA, por ensaiar ao mesmo tempo todas as frações da amostra. Já os métodos A e B trabalham com granulometria controlada, portanto com possibilidade de apresentar mais vazios (GOUVEIA e FERNANDES JR., 2001). Na determinação do FAA o programa SHRP propõe um equipamento simples (Figura 5.14), adotado pelo *National Aggregate Pavement Association* (NAPA) dos EUA para definição do peso do agregado em um cilindro com volume conhecido (MOTTA *et al.*, 1996; GOUVEIA, 2002).

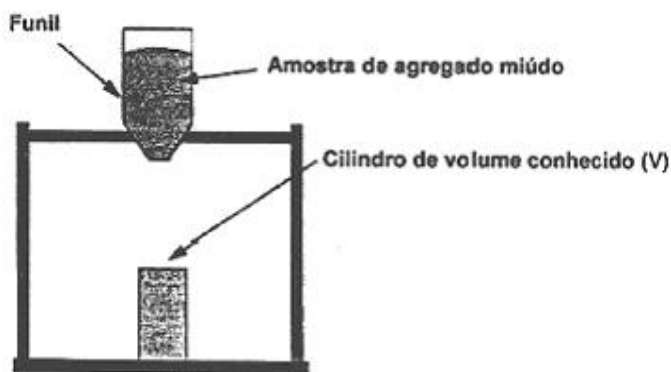


Figura 5.14: Esquema do equipamento para determinação da angularidade de agregados miúdos (MOTTA *et al.*, 1996, GOUVEIA, 2002).

Entretanto, apesar da simplicidade do ensaio indicado pelo SHRP, procurou-se fazer uso de procedimento existente no Brasil para determinar os parâmetros obtidos no ensaio de angularidade. Na determinação do peso do agregado adotou-se o procedimento da norma “Determinação da massa específica aparente de agregados para concreto, em estado solto” (DNER ME 64-79).

Os procedimentos do método, para agregado miúdo, foram seguidos com algumas modificações como: substituição do caixote recomendado como volume a ser preenchido pela amostra por um cilindro pequeno do ensaio Proctor, procedimento já usado na prática rodoviária. Na execução do ensaio propriamente dito, procurou-se

verter o material de altura em torno de 10 a 12 cm, posteriormente rasada com régua (figura 5.15) e depois o material é pesado.



Figura 5.15: Ensaio de massa específica aparente dos agregados, em estado solto.

Com objetivo de simplificar e aproximar este procedimento do método C da norma ASTM C128 (1993) realizaram-se testes seguindo determinados procedimentos. Tomou-se 500 gramas da amostra seca em estufa (105-110°C) com diâmetro máximo 4,8 mm (# n° 4). Com objetivo de uniformizar o peso utilizou-se garrafa plástica cortada em formato de funil e deixava-se cair o solo de altura entre 11 a 12 cm num recipiente cilíndrico da metodologia MCT com vedação da parte inferior. Em seguida, o excesso de material no cilindro foi arrasado com régua no seu topo e pesado (figura 5.16).



Figura 5.16: Procedimento de ensaio modificado para determinação do peso do agregado.

A comparação foi realizada com as areias de rio selecionadas. As diferenças entre os valores das massas específicas aparentes soltas encontradas utilizando cilindro MCT e o Proctor foram insignificantes nas condições exigidas no ensaio. Os resultados da média de cinco determinações são apresentados na tabela 5.11.

Tabela 5.11: Valores para as massas específicas aparentes soltas calculadas com modificações.

RIO	Massa específica aparente solta (g/cm³) – cilindro MCT (260,8 cm³)	Massa específica aparente solta (g/cm³) - cilindro Proctor (1.018,0 cm³)
Aracatiçu	1,525	1,519
Aracoiaba	1,532	1,547
Jaguaribe	1,539	1,566

No ensaio de massa específica aparente do grão superficialmente seco para o método C, sem controle de granulometria, utilizou-se amostra passante na peneira de 4,8 mm (#nº4) e retida na peneira de 0,075mm (# nº 200) após lavagem para retirada dos finos. Em seguida o material foi colocado submerso por 24 horas para saturação.

O processo de secagem dos agregados foi realizado de forma diferente do que recomenda a norma ASTM C128 (1993) apud GOUVEIA, 2002, com a retirada da umidade realizada através da passagem de ar quente. A areia foi colocada para secar ao sol por 1 hora (entre 10 e 11 horas da manhã), sendo revolvida a cada 15 minutos para acelerar perda de umidade. Cada vez que o material era revolvido, colocava-se pequena quantidade num recipiente coberto por placa de vidro até não se observar a presença de umidade por evaporação aderida ao vidro, procedimento ilustrado na figura 5.17. Em seguida, foi comprovada a secagem da superfície dos grãos, também com modificações em relação ao disposto no método norte-americano: utilizou-se molde cônico usado normalmente em ensaio de argamassa de concreto.



Figura 5.17: Sequência do procedimento proposto para secagem da superfície do grão (Fotos do autor).

O objetivo destas modificações foi tentar utilizar equipamentos já existentes nos laboratórios de campo sem necessidade de aquisição dos equipamentos recomendados pela ASTM 128. Realizou-se compactação manual com bastão (figura 5.18) e com a retirada da fôrma o cone de agregado desmoronou parcialmente, comprovando-se que a superfície dos grãos estava seca.



Figura 5.18: Ensaio de grãos superficialmente seco (Foto do autor).

O valor da massa específica aparente do grão superficialmente seco, após a imersão, foi realizado pelo método do picnômetro e são calculados pela expressão:

$$Map.g = \frac{Ms}{(Pag + Mss - Pt)} \quad (5.1)$$

Onde:

Map.g = massa específica aparente do grão superficialmente seco

Pag = massa do picnômetro cheio com água (g)

Mss = massa da amostra na condição saturada seca superficialmente (g)

Pt = massa do picnômetro com agregado e água (g)

O cálculo da angularidade (vazios não compactados) das areias de rio foi determinado pela diferença entre o volume do cilindro e o volume de agregado do cilindro, segundo a expressão:

$$Ag = \frac{Vc - \left(\frac{Pa}{Map.g}\right)}{Vc} \times 100 \quad (5.2)$$

Onde:

Ag = angularidade (%)

P_a = massa do agregado (g)

$M_{ap.g}$ = massa específica aparente do grão (g/cm^3)

V_c = volume do cilindro (cm^3)

Na tabela 5.12 estão apresentados os resultados obtidos dos valores de massa específica aparente do grão superficialmente seco e do peso do agregado. Na pesquisa de GOUVEIA (2002) foi encontrado para uma areia natural (rio Moji Guaçu) o valor para massa específica aparente do grão de $2,632 g/cm^3$ e angularidade de 44,0%. A pesquisadora cita como aceitável para volume de tráfego médio angularidade (FAA) entre 40 e 45%. Deve-se destacar que as modificações realizadas na presente pesquisa mostraram-se adequadas, tendo em vista que os resultados das areias naturais dos rios estão coerentes com os valores mencionados em GOUVEIA (2002).

Tabela 5.12: Resultados dos ensaios utilizados para determinação da angularidade.

Rio	Peso do Solo (g)	Volume do cilindro (cm^3)	Massa específica aparente do grão (g/cm^3)	Angularidade (%)
Aracatiçu	1.545,88	1.018	2,645	42,6
Aracoiaba	1.574,81	1.018	2,580	40,0
Jaguaribe	1.594,36	1.018	2,652	40,9

No Laboratório de Caracterização de Materiais (LACAM) da UFC, foram tiradas fotografias das frações finas dos agregados (0,42 a 0,075 mm e menores do que 0,075 mm) através de microscópio ótico (figura 5.19) visando observar o arredondamento destas frações. Para observação do grau de arredondamento dos grãos das areias selecionadas com relação às frações grossas (12,7 a 0,42 mm) foram tiradas fotos, com máquina digital, como ilustram as figuras 5.20, 5.21 e 5.22.

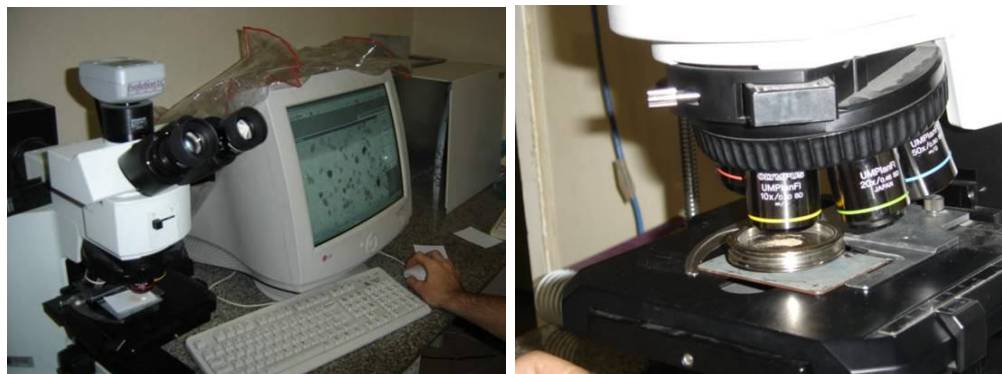


Figura 5.19: Microscópio ótico e no detalhe a amostra focalizada (Fotos do autor).

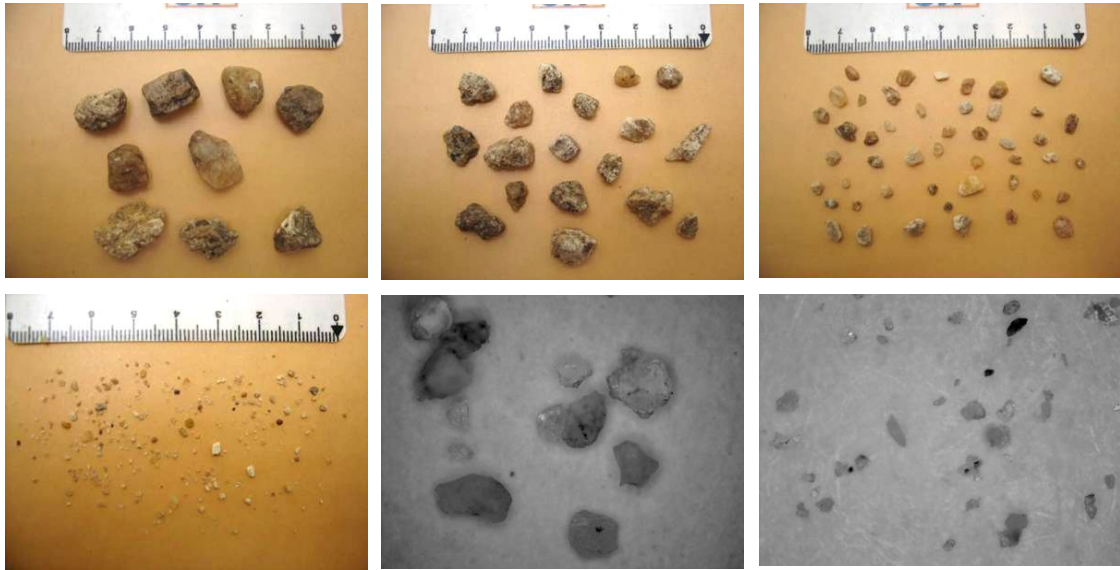


Figura 5.20: Grãos do rio Aracatiaçu com as frações finas aumentadas de tamanho para melhor visualização. Faixas: 12,7 - 9,5mm; 9,5 - 4,8mm; 4,8 - 2,0mm; 2,0 - 0,42mm; 0,42 - 0,075mm e menor do que 0,075mm (Fotos do autor).

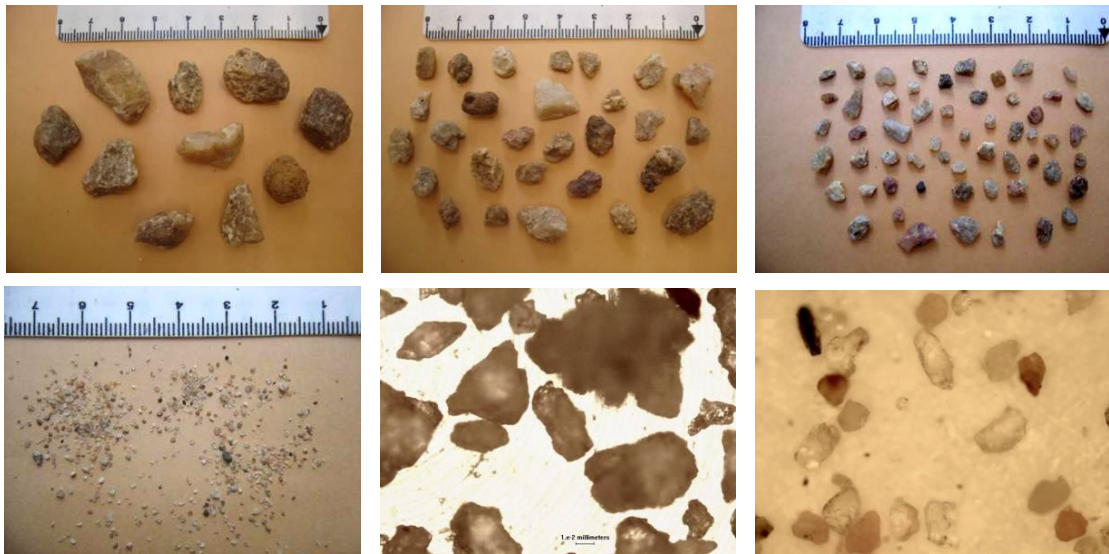


Figura 5.21: Grãos do rio Aracoiaba com as frações finas aumentadas de tamanho para melhor visualização. Faixas: 12,7 - 9,5mm; 9,5 - 4,8mm; 4,8 - 2,0mm; 2,0 - 0,42mm; 0,42 - 0,075mm e menor do que 0,075mm (Fotos do autor).

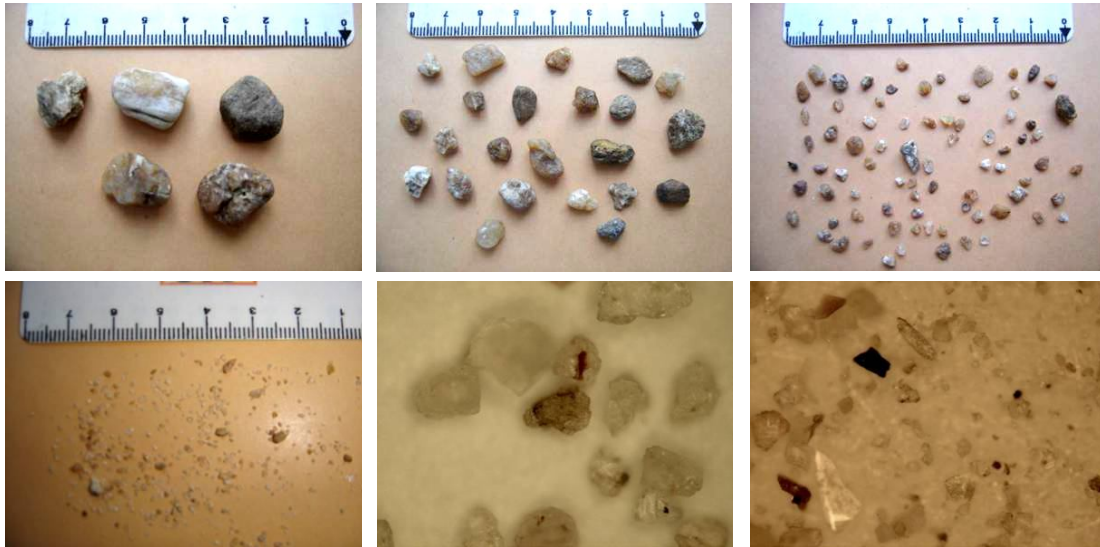


Figura 5.22: Grãos do rio Jaguaribe com as frações finas aumentadas de tamanho para melhor visualização. Faixas: 12,7 - 9,5mm; 9,5 - 4,8mm; 4,8 - 2,0mm; 2,0 - 0,42mm; 0,42 - 0,075mm e menor do que 0,075mm.

Segundo SUGUIO (1982) Wadell definiu o arredondamento como: “a razão do raio de curvatura média das várias pontas e arestas em relação ao raio de curvatura do maior círculo inscrito no grão”. Como esta definição não pode ser aplicada tridimensionalmente utiliza-se projeção bidimensional da imagem do grão. Neste caso o arredondamento é definido pela média do raio de curvatura dos cantos da imagem da partícula, em duas dimensões, dividido pelo raio da circunferência máxima inscrita na imagem representativa do grão.

O cálculo do grau de arredondamento pode ser obtido pela expressão:

$$P = \frac{\sum \left(\frac{r_i}{R}\right)}{N} \quad (5.3)$$

onde:

P = grau de arredondamento; r_i = raios individuais dos cantos; R = raio da circunferência máxima circunscrita; N = número de cantos.

A figura 5.23 apresenta ilustração do posicionamento dos raios dos cantos da projeção da figura do agregado, e o raio circunscrito que vão definir o grau de arredondamento dos grãos de um sedimento segundo Wadell (SUGUIO, 1982).

O método de Wadell é mais preciso, mas é demorado e trabalhoso na definição do círculo máximo circunscrito no grão e raios de curvatura dos cantos. Russel e Taylor em 1937 (apud SUGUIO, 1982) propuseram classificação do arredondamento ou angularidade das partículas maiores por comparação visual que permite analisar maior número de agregados em menor tempo.

Nesse método os agregados são examinados individualmente e comparados com imagens de grãos segundo classes de arredondamento: angular, sub-angular, sub-arredondado, arredondado e bem arredondado. Muller, em 1967 (apud SUGUIO, 1973), apresentou diferenciação das classes de arredondamento caracterizadas por valores numéricos obtidos pelo método de Wadell (tabela 5.13).

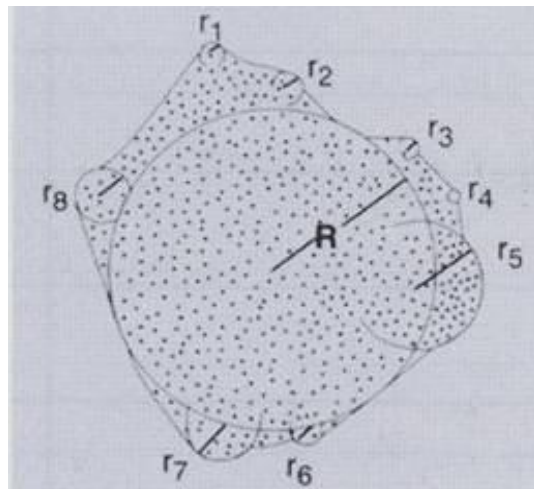


Figura 5.23: Ilustração dos elementos para a determinação do grau de arredondamento dos grãos (WADELL, 1932, apud SUGUIO, 1982).

Tabela 5.13: Classes de arredondamento caracterizadas por valores numéricos por Muller em 1967 (apud SUGUIO, 1973).

Classes de Arredondamento	Graus de Arredondamento	Ponto Médio Geométrico
Angular	0 a 0,15	0,125
Subangular	0,15 a 0,25	0,200
Subarredondado	0,25 a 0,40	0,315
Arredondado	0,40 a 0,60	0,500
Bem arredondado	0,60 a 1,00	0,800

POWERS (1953) estabeleceu seis grupos para as classes de arredondamento: muito angular (a), angular (b), sub-angular (c), sub-arredondado (d), arredondado (e) e bem arredondado (f). A figura 5.24 ilustra estas classes de arredondamento dos grãos.

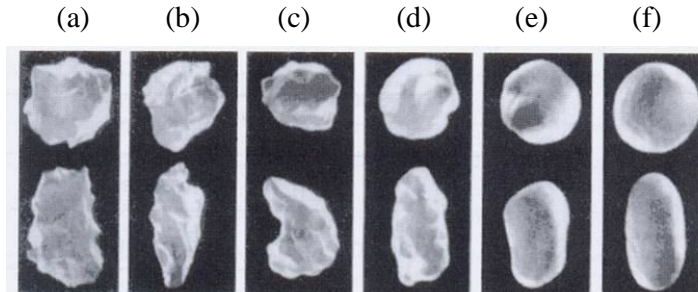


Figura 5.24: Classificação dos agregados quanto ao grau de arredondamento (POWERS, 1953).

A forma ou o comprimento dos eixos principais das partículas tem influência quando do transporte e deposição destes sedimentos, enquanto o arredondamento ou angularidade está relacionado com a distância e o rigor do transporte. Comparando-se visualmente os grãos das areias grossas dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe, na faixa de 12,7 a 2,0 mm, com a classificação proposta por POWERS (1953) pode-se enquadrá-las na faixa entre sub-angular a arredondada.

VASCONCELOS *et al.* (2005) relatam o programa de análise *Imagetool* desenvolvido pelo *Department of Dental Diagnostic Science* da *Texas Health Science Center* e tem capacidade de analisar imagens para diferentes finalidades. Técnica de PDI (Processamento Digital de Imagens) trouxe produtividade, reduzindo a possibilidade de erros humanos causados pela subjetividade das análises, principalmente na determinação do grau de arredondamento por observação de grãos selecionados.

As técnicas de PDI são operacionalizadas de forma unificada no qual os diversos parâmetros, determinados em ensaios distintos, são realizados em uma mesma análise (EVANGELISTA JR *et al.*, 2005). SOUZA *et al.* (2006) destacam que o PDI consiste em converter imagens reais em digital para extração de informações significativas da imagem (figura 5.25). Esta técnica se desenvolve segundo os seguintes tópicos:

- digitalização – é a modificação da imagem física de um objeto em um conjunto de dados digitais possíveis de serem manipulados através de software de

computador. O digitalizador é um dispositivo capaz de converter o sinal elétrico analógico em um sinal digital obtido através de máquina fotográfica digital e *scanner*;

- realce - busca destacar algumas características da imagem, consistindo na aplicação de filtros com objetivo de obter dados da imagem. As imagens são modificadas *pixel a pixel* através das técnicas de filtragem tendo como base valores de nível de cinza dos *pixels* vizinhos. A utilização dos filtros suaviza ou realça feições e identificar bordas;
- restauração - trata-se da etapa de correção dos defeitos e imperfeições originadas no momento da obtenção da imagem. As causas são variadas podendo ser oriundas de problemas de iluminação, má focalização da imagem, etc. No processo de restauração procura-se reverter alguma imperfeição de imagem, restaurando a condição original através da utilização do processo de modelagem de fenômenos;
- segmentação - nesta fase é realizada a identificação das bordas dos objetos através da localização dos *pixels* que separam estes da imagem de fundo. A identificação ocorre em função da distinção de cores,
- identificação - nesta etapa as formas geométricas dos objetos são identificadas o que permite a identificação deles entre si. A partir do uso de um *software* é possível obter dados específicos dos objetos como, por exemplo, área, perímetro, esfericidade, angularidade, etc.

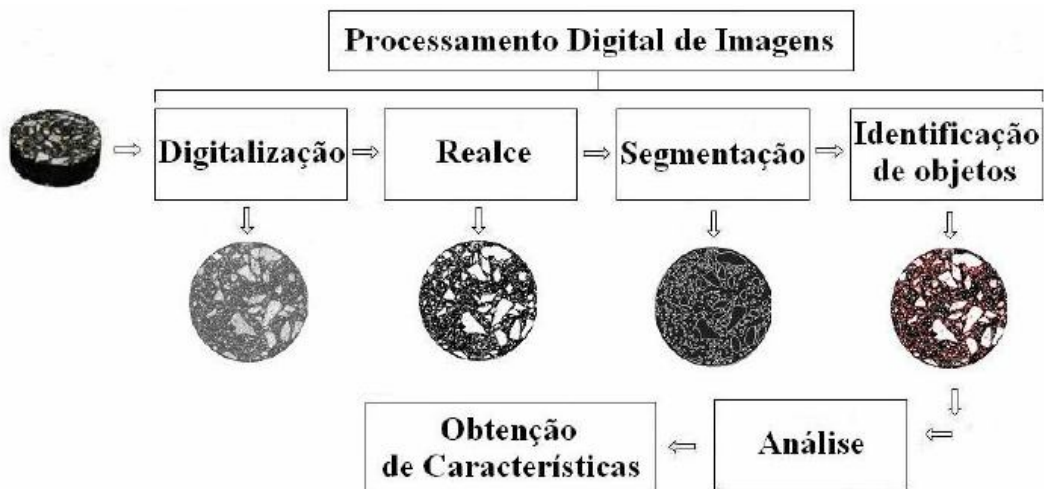


Figura 5.25: Etapas do processamento digital de imagem (SOUZA *et al.*, 2006).

VASCONCELOS *et al.* (2005) citam que, com software Image Tool, é possível determinar cerca de 19 características dos agregados, destacando:

- área - medida do número de *pixels* em um polígono;
- perímetro - comprimento da linha de contorno externo do objeto;
- alongamento - relação entre os comprimentos dos eixos: maior e menor;
- comprimento do maior eixo - é medida da maior linha que pode ser traçada através do objeto;
- comprimento do menor eixo - comprimento da maior linha que pode ser traçada através do objeto, perpendicular ao maior eixo;
- centróide - o ponto central, ou centro de massa do objeto, determinado como média das coordenadas x e y de todos os *pixels* do objeto;
- ângulo do maior eixo - ângulo entre o eixo horizontal e o maior eixo;
- ângulo do menor eixo - ângulo entre o eixo horizontal e o menor eixo.

EVANGELISTA JR *et al.* (2005) desenvolveram estudos com agregados graúdos (brita) em misturas asfálticas a quente, utilizando o software Image Tool. Encontraram boa semelhança na análise das características de forma nos três testes realizados em laboratório. As informações extraídas pelo PDI são mais realistas sobre a forma, tais como: perímetro e área, permitindo melhor caracterização da esfericidade dos grãos que compõem as misturas.

Pretendeu-se na presente pesquisa com a utilização do PDI realizar a classificação do arredondamento dos grãos maiores e dos mais finos para completar informações sobre as partículas das areias de rios utilizados. Os corpos de prova das misturas a frio com areias dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe, aglutinadas com ligantes dos tipos RM-1C e RL-1C foram serrados e posteriormente fotografados com máquina SONY W-55 (figura 5.26) para serem analisadas.



Figura 5.26: Ilustração da serragem de corpos de prova de AAUF com areia dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe (Fotos do autor)

Os pares de imagens apresentadas nas figuras 5.27 e 5.28, 5.29 e 5.30, 5.31 e 5.32 são de corpos de prova de AAUF moldados por compactação manual. As tabelas 5.14 a 5.16, com seus respectivos gráficos apresentados como continuidade das tabelas respectivas, apresentam as medidas, obtidas com uso do *Image Tool*, dos grãos das areias dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe em misturas com RM-1C e RL-1C.

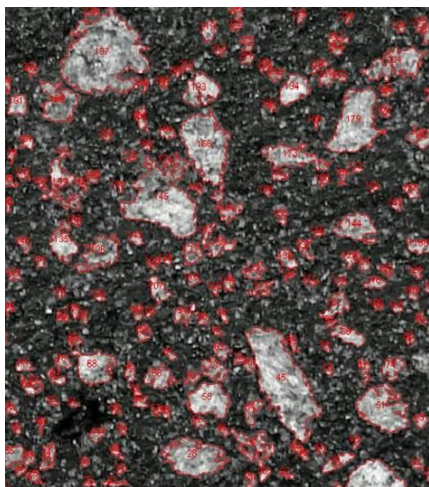


Figura 5.27: Areia do Rio Aracatiaçu com emulsão RM-1C.

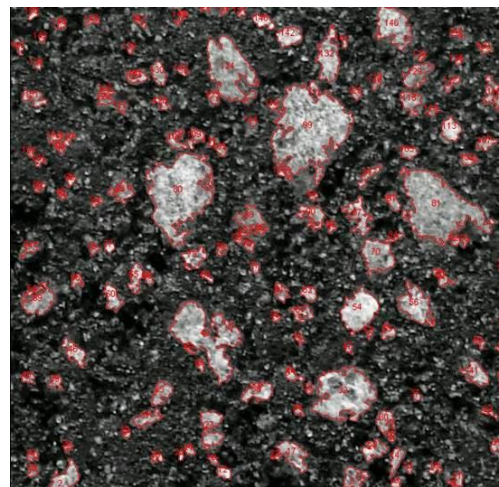


Figura 5.28: Areia do Rio Aracatiaçu com emulsão RL-1C.

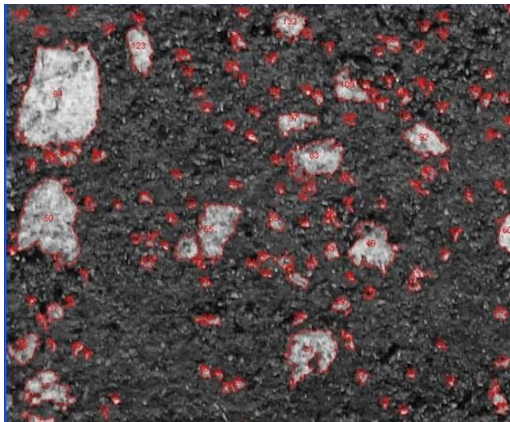


Figura 5.29: Areia do Rio Aracoiaba com emulsão RM-1C.

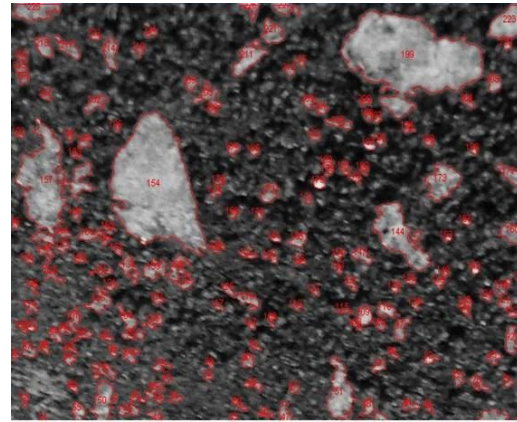


Figura 5.30: Areia do Rio Aracoiaba com emulsão RL-1C.

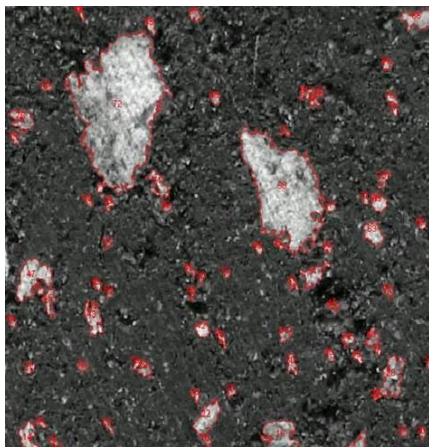


Figura 5.31: Areia do Rio Jaguaribe com emulsão RM-1C.

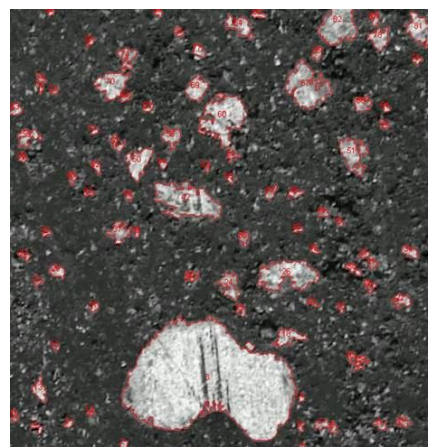


Figura 5.32: Areia do Rio Jaguaribe com emulsão RL-1C.

Tabela 5.14: Análise através do Image Tool dos agregados do rio Aracatiaçu com RM-1C e RL-1C.

Aracatiaçu	228 pts Área	RM-1C		
		Perímetro	Lamellaridade	Arredondamento
Média	349	91,78	1,94	0,43
Desvio Padrão	837,3	98,08	0,76	0,18
Aracatiaçu	153 pts Área	RL-1C		
		Perímetro	Lamellaridade	Arredondamento
Média	417,33	101,46	1,89	0,44
Desvio Padrão	977,06	121,52	0,76	0,19

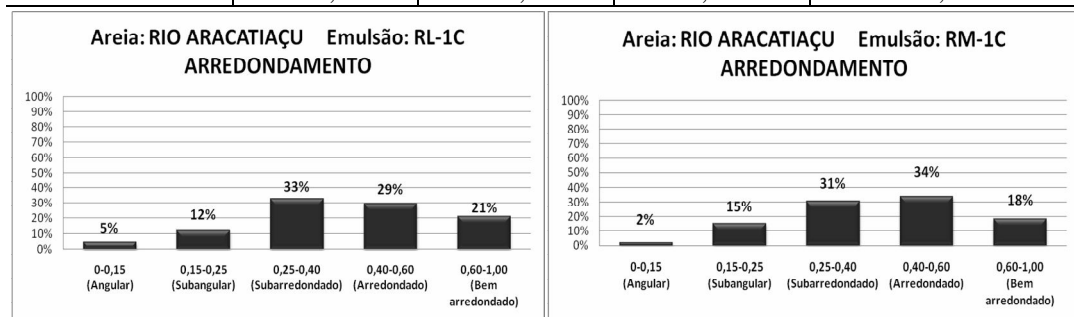


Tabela 5.15: Análise através do Image Tool dos agregados do rio Aracoíaba com RM-1C e RL-1C.

Aracoíaba	388 pts	RM-1C		
		Área	Perímetro	Lamelaridade
Média	388,1	90,68	1,92	0,42
Desvio Padrão	1173,86	101,53	0,66	0,18

Aracoíaba	227 pts	RL-1C		
		Área	Perímetro	Lamelaridade
Média	426,23	91	2,14	0,44
Desvio Padrão	1607,21	122,28	0,95	0,18

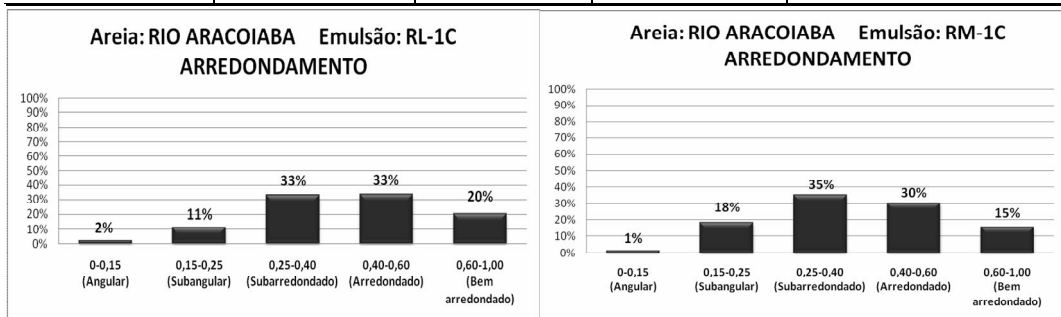
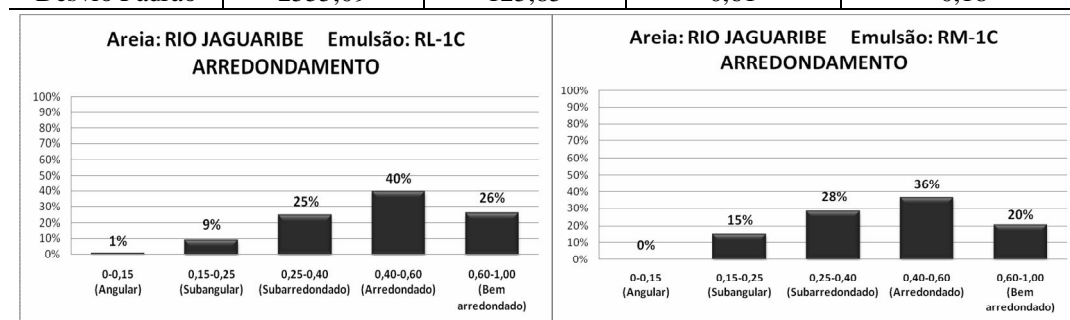


Tabela 5.16: Análise através do Image Tool dos agregados do rio Jaguaribe com RM-1C e RL-1C.

Jaguaribe	88 pts	RM-1C		
		Área	Perímetro	Lamelaridade
Média	504,98	93,96	1,86	0,46
Desvio Padrão	1867,55	134,79	0,58	0,19

Jaguaribe	100 pts	RL-1C		
		Área	Perímetro	Lamelaridade
Média	567,89	94,51	1,84	0,49
Desvio Padrão	2555,09	125,85	0,61	0,18



5.3 Ligantes Asfálticos

Os ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa foram emulsões asfálticas catiônicas do tipo RM-1C e RL-1C, provenientes de fábrica que fornece para os Distritos Operacionais do DER/CE e empresas contratadas para serviços de conservação. O estudo foi iniciado com as emulsões do tipo RM-1C que é a utilizada pela conservação rotineira nos serviços de tapa-buraco.

Em seguida, também se passou a testar misturas com emulsão do tipo RL-1C cujo comportamento em laboratório tem se mostrado melhor em termos de resistência do que as do tipo RM-1C. Deve-se ressaltar que entre os técnicos da área, há discordâncias quanto à eficiência das emulsões de ruptura lenta para areia grossa. Algumas sugestões para a condução em laboratório foram anotadas, entretanto o problema maior é a mistura no campo, pois existe tendência ao escorrimento.

O laboratório da empresa enviava junto com as amostras dos ligantes laudos resumidos com resultados de alguns ensaios de controle tecnológico. Na Tabela 5.17 mostra-se, como exemplo, resultados de viscosidade Saybolt-Furol (NBR 14491/2000), peneiração (NBR 14393/1999) e teor de resíduo (NBR 14376/1999), utilizados no controle de qualidade nas emulsões do tipo RM-1C e RL-1C.

Tabela 5.17: Resultados de ensaios em emulsões do tipo RM-1C e RL-1C utilizadas na pesquisa.

Ensaio Realizado			Especificação	Resultados		
				Fábrica	Campo	
EMULSÃO: RM-1C						
Viscosidade	x	50°C	Saybolt-Furol (seg)	20 - 200	46	-
		25°C				
Peneiração	Retida na peneira nº20 Máximo em %		0,10	0,01	-	
Resíduo	x	Evaporação em % Peso (min.)	62,0	62,3	-	
		Destilação Dean-Stark				
EMULSÃO: RL-1C						
Viscosidade	x	50°C	Saybolt-Furol (seg)	Máx. 70	20	-
		25°C				
Peneiração	Retida na peneira nº20 Máximo em %		0,10	0,01	-	
Resíduo	x	Evaporação em % Peso (min.)	60,0	60,1	-	
		Destilação Dean-Stark				

5.4 Investigações Iniciais em Misturas Asfálticas Usinadas a Frio

5.4.1 Considerações gerais

O método de dosagem de misturas a frio adotado pelo DNIT (DNER ME 107/94) é derivado do trabalho de LOPES e KASUGA (1976) que apresentava detalhes da experiência brasileira na produção de pré-misturados a frio com emulsões asfálticas. Os autores sugeriam proposição de adaptação para misturas a frio utilizando o ensaio Marshall das misturas à quente. O DNER adotou o método proposto sob a forma de método de ensaio (ME-107/80, atualmente 107/94), com modificações. Na tabela 5.18 é mostrada comparação entre o método normalizado pelo DNER e o método proposto Lopes e Kasuga (SILVA JR e SÓRIA, 2003).

Tabela 5.18: Diferenças entre o método proposto por Lopes e Kasuga e o normalizado pelo DNIT (SILVA JR e SÓRIA, 2003).

CARACTERÍSTICAS	DNER ME 107/80	MÉTODO LOPES & KASUGA
Faixa de viscosidade para a mistura emulsão asfáltica	75 a 95 SSF	Não especificada
Cura antes da compactação	Emulsão do tipo RM 4 a 6 horas Emulsão do tipo RL até 1 hora	Considera umidade ótima de compactação quando, aproximadamente, 50% da água contida na mistura tivesse evaporado.
Diâmetro máximo do agregado	Diâmetro máximo de 38,1 mm	Diâmetro máximo de 25 mm
Cura após a compactação, no molde, a 60°C	24 horas	36 horas ou até constância de peso

Com os agregados definidos e caracterizados iniciaram-se os trabalhos com a mistura asfáltica a frio. Inicialmente foram feitos levantamentos dos projetos de mistura existentes no acervo do DER, fabricantes de emulsões e consultoras. Constatou-se que, apesar de se trabalhar com este tipo de mistura no Ceará a cerca de meio século, não existem muitos projetos completos apresentando resultados confiáveis dos parâmetros definidos no ensaio Marshall modificado (DNER ME 107/94).

Geralmente as misturas do tipo areia asfalto usinada a frio não atendem às especificações existentes para os pré-misturados a frio. A maioria dos projetos apresenta apenas a densidade aparente máxima e a estabilidade que são utilizadas para pagamento dos serviços e como garantia de resistência da mistura na pista, respectivamente.

Devido à dificuldade de se encontrar valores confiáveis nos projetos, resolveu-se iniciar os testes da presente pesquisa pela análise de uma mistura de areia de rio a quente, com CAP 50/70 e seguindo o método de dosagem Marshall (DNER ES 312/97). Deve-se ressaltar que não existe rodovia pavimentada no Ceará com este tipo de mistura tendo como agregado somente a areia grossa de rio, pois esta não se enquadra nas faixas granulométricas, nem nas especificações para as areias asfálticas a quente.

Uma das preocupações neste estudo, foi à manutenção da granulometria das areias ao longo da pesquisa. Como, às vezes, foram necessárias novas coletas, a fim de prevenir variações significativas na granulometria, as amostras ao chegarem do campo eram fracionadas em três faixas, apresentadas na figura 5.33. As amostras para um corpo de prova eram recompostas com peso de 910 g seguindo as percentagens da granulometria padrão. A tabela 5.19 apresenta as percentagens e os respectivos pesos para recompor a granulometria das areias selecionadas dos rios.



Figura 5.33: Amostra do rio Aracoiaba fracionada em três faixas de peneiras (grossa: #3/8” – #nº 10, média: #nº 10 – #nº 40 e fina: passando na #nº 40) (Fotos do autor).

Tabela 5.19: As percentagens e pesos para recompor as granulometrias das areias dos rios.

Faixas de Peneiras	Rio Aracatiáçu		Rio Aracoiaba		Rio Jaguaribe	
	%	g	%	g	%	g
#3/8" – #n° 10	25	227,5	20	182,0	11	100,1
#n° 10 – #n° 40	65	591,5	65	609,7	67	627,9
Passando na #n° 40	10	91,0	15	118,3	22	182,0
Total	100	910	100	910	100	910

5.4.2 Determinação dos parâmetros Marshall da mistura a quente

Imaginou-se usar areias selecionadas para compor areia asfalto a quente como forma de obter parâmetros volumétricos máximos ou mínimos e de resistência Marshall para servir de referência para os mesmos da mistura a frio. Resolveu-se utilizar duas formas de densificação da mistura a quente com CAP 50/70: a compactação manual Marshall e o sistema de compactação giratória (SGC).

As energias utilizadas foram: Marshall (50 golpes/face) e Giratório (modelo Troxler 4140) com 76 giros, com pressão de 600KPa, taxa de giro de 30 rpm e ângulo de compactação de 1,25°, ambas são indicadas para baixo e médio volume de tráfego. Nas figuras 5.34 e 5.35 estão mostrados corpos de prova, de areia grossa de rio misturada a quente, moldados no Marshall e Giratório, respectivamente.



Figura 5.34: Corpos de prova de areia grossa asfáltica a quente, moldados por compactação Marshall manual (Foto do autor).



Figura 5.35: Corpo de prova de areia grossa asfáltica a quente, moldado no compactador Giratório (Foto do autor).

Deve-se destacar que, na mistura a quente, na compactação manual Marshall não foi possível se obter estabilidade, tendo em vista que os corpos de prova não suportaram

a imersão no banho com temperatura de 60°C e se deformaram ao serem retirados da água. Este problema provavelmente ocorreu devido à ausência de finos na granulometria da areia de rio.

O peso da mistura em cada corpo de prova foi em torno de 1000 gramas, procurando obter altura nos limites $63,5\text{mm} \pm 1,3\text{mm}$ (figura 5.36) do método Marshall. Os resultados dos ensaios com compactação Marshall (figura 5.37) e Giratória foram obtidos da média de três corpos de prova, utilizando areias dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe, e estão nas tabelas 5.20, 5.21 e 5.22.



Figura 5.36: Corpo de prova de areia grossa asfáltica a quente com espessura dentro dos limites fixados (Foto do autor).



Figura 5.37: Compactação manual do tipo Marshall (Fotos do autor).

Tabela 5.20: Resultados de misturas a quente, da compactação manual Marshall e no compactador Giratório com amostras do rio Aracatiáçu.

Compactação Marshall	Rio Aracatiáçu			
	5,0	5,5	6,0	6,5
%CAP	5,0	5,5	6,0	6,5
Densidade Aparente	1.983	1.989	2.003	1.994
Vv (%)	19,2	18,4	17,2	16,9
RBV (%)	33,4	36,6	40,5	42,6
VAM (%)	28,8	29,0	28,8	29,5
RT (MPa)	0,39	0,41	0,43	0,39

Compactação Giratória	Rio Aracatiáçu				
	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0
Densidade Aparente	1.849	1.875	1.897	1.930	1.921
Vv (%)	25,7	23,5	21,5	19,0	18,2
RBV (%)	21,9	28,0	34,0	41,0	45,2
VAM (%)	32,9	32,7	32,6	32,2	32,2
RT (MPa)	0,23	0,27	0,34	0,35	0,26

Tabela 5.21: Resultados de misturas a quente, obtidos através da compactação manual Marshall e no compactador Giratório com amostras do rio Aracoiaba.

Compactação Marshall	Rio Aracoiaba			
	5,0	5,5	6,0	6,5
%CAP	5,0	5,5	6,0	6,5
Densidade Aparente	1.891	1.940	1.951	1.962
Vv (%)	22,8	20,2	19,2	18,1
RBV (%)	28,7	33,9	37,3	40,6
VAM (%)	32,0	30,6	30,5	30,5
RT (MPa)	0,31	0,43	0,46	0,45

Compactação Giratória	Rio Aracoiaba				
	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0
Densidade Aparente	1.853	1.880	1.908	1.914	1.939
Vv (%)	25,5	23,3	21,0	19,7	17,5
RBV (%)	22,1	28,2	34,7	39,9	46,4
VAM (%)	32,8	32,5	32,2	32,7	32,6
RT (MPa)	0,27	0,34	0,36	0,47	0,40

Tabela 5.22: Resultados de misturas à quente, da compactação manual Marshall e no compactador Giratório com amostras do rio Jaguaribe.

Compactação Marshall	Rio Jaguaribe			
	5,0	5,5	6,0	6,5
%CAP	5,0	5,5	6,0	6,5
Densidade Aparente	1.897	1.917	1.933	1.931
Vv (%)	22,7	21,3	20,1	19,6
RBV (%)	28,9	32,5	35,9	38,3
VAM (%)	31,9	31,5	31,3	31,8
RT (MPa)	0,25	0,34	0,38	0,34

Compactação Giratória	Rio Jaguaribe				
	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0
Densidade Aparente	1.835	1.847	1.863	1.881	1.885
Vv (%)	26,3	24,7	22,9	21,1	19,8
RBV (%)	21,4	26,7	32,2	37,9	42,7
VAM (%)	33,4	33,7	33,8	33,9	34,5
RT (MPa)	0,26	0,41	0,44	0,54	0,59

5.4.3 Dosagem de misturas asfálticas a frio com compactação manual

Os ensaios nas misturas a frio, no início da pesquisa, foram realizados de acordo com o método do ensaio Marshall modificado (DNER ME 107/94) para pré-misturado a frio. Moldaram-se três corpos de prova (CPs) para cada teor de ligante, cuja seqüência do procedimento encontra-se ilustrada na figura 5.38. A compactação foi com 50 golpes/face, tendo em vista que o tráfego nas rodovias onde são aplicadas é de baixo volume e de pouca carga.



Figura 5.38: Preparação das amostras de misturas asfálticas a frio nesta pesquisa (Fotos do autor).

Inicialmente, utilizou-se um peso total de 950 gramas para as misturas com RM-1C, reduzindo-se posteriormente para 915 a 920 gramas (figura 5.39). Para as RL-1C tomou-se o peso inicial de 940 a 950 gramas (figura 5.40). O objetivo foi aproximar da altura padrão, recomendada pela norma Marshall, de $63,5\text{mm} \pm 1,3\text{mm}$. Foi dada uma cura de 24hs em estufa a 60°C com os corpos de prova dentro do molde metálico, como

recomenda a norma DNER ME 107/94. Em seguida colocou-se para esfriar a temperatura ambiente antes de ser sacado do molde.



Figura 5.39: Medição de CP de areia asfáltica a frio com RM-1C (Foto do autor).



Figura 5.40: Medição de CP de areia asfáltica a frio com RL-1C (Foto do autor).

Os CPs ainda ficaram curando a temperatura ambiente, por 48hs, e só depois feitas medidas de altura e diâmetro. A seguir foram colocados em estufa a 40°C por duas horas e procedeu-se o rompimento para a obtenção da estabilidade. Não foi realizada medida de fluência. Foram também realizados ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT) a 25°C. Nas tabelas 5.23, 5.24 são apresentados os resultados de densidade aparente, parâmetros volumétricos e de resistência à tração.

O ensaio de estabilidade foi realizado no grupo da tabela 5.23 e atenderam às exigências para a AAUF (mínimo de 150 kgf). Deu-se prioridade ao ensaio de resistência a tração indireta (RT), considerado mais adequado para se avaliar o comportamento de misturas. Adotou-se para ensaios de RT a temperatura de 25°C, usual em outros tipos de misturas asfálticas.

Tabela 5.23: Resultados do ensaio Marshall em AAUF com compactação manual (Emulsão: RM-1C).

RM-1C	Compactação Marshall Manual					
Rio Aracatiçu	% CAP residual	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
	DENSIDADE APARENTE	-	1,799	1,804	1,826	1,836
	% VAZIOS	-	23,8	22,6	20,7	19,3
	% RBV	-	35,9	39,7	44,4	48,5
	% V.A.M.	-	37,1	37,5	37,3	37,5
	ESTABILIDADE (KG)	-	81	127	177	135
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	-	0,10	0,11	0,13	0,10
Rio Aracoiaba	% CAP residual	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
	DENSIDADE APARENTE	1,757	1,797	1,800	1,802	-
	% VAZIOS	26,3	23,7	22,6	21,6	-
	% RBV	30,4	36,0	39,7	43,2	-
	% V.A.M.	37,8	37,0	37,4	38,0	-
	ESTABILIDADE (KG)	139	197	221	265	-
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	0,13	0,17	0,19	0,20	-
Rio Jaguaribe	% CAP residual	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
	DENSIDADE APARENTE	-	1,782	1,805	1,816	1,841
	% VAZIOS	-	24,4	22,5	21,1	19,1
	% RBV	-	35,1	39,9	43,9	48,9
	% V.A.M.	-	37,6	37,4	37,6	37,3
	ESTABILIDADE (KG)	-	80	120	147	96
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	-	0,08	0,10	0,13	0,09

Tabela 5.24: Resultados do ensaio Marshall em AAUF com compactação manual (Emulsão: RL-1C).

RL-1C	Compactação Marshall Manual							
Rio Aracatiçu	% CAP residual	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
	DENSIDADE APARENTE	1,794	1,815	1,836	1,873	1,903	1,938	1,941
	% VAZIOS	27,8	26,4	25,0	22,9	21,2	19,1	18,4
	% RBV	20,1	23,1	26,4	30,5	34,4	39,1	41,7
	% V.A.M.	34,8	34,4	34,0	33,0	32,3	31,4	31,6
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	0,114	0,127	0,144	0,163	0,158	0,147	0,109
Rio Aracoiaba	% CAP residual	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
	DENSIDADE APARENTE	-	-	1,783	1,793	1,798	1,807	-
	% VAZIOS	-	-	27,2	26,2	25,5	24,6	-
	% RBV	-	-	24,3	26,8	29,1	31,7	-
	% V.A.M.	-	-	35,9	35,8	36,0	36,0	-
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	-	-	0,126	0,164	0,166	0,149	-
Rio Jaguaribe	% CAP residual	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
	DENSIDADE APARENTE	-	-	1,785	1,807	1,831	1,869	1,885
	% VAZIOS	-	-	27,1	25,6	24,2	22,0	20,9
	% RBV	-	-	24,4	27,4	30,6	34,9	37,9
	% V.A.M.	-	-	35,8	35,3	34,8	33,8	33,6
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	-	-	0,120	0,143	0,152	0,149	0,114

Para ensaios de comprovação das granulometrias das misturas e teores de ligante selecionaram-se aleatoriamente dois CPs com percentual de 5,5% e com 6,0% de CAP residual. Realizaram-se extrações do CAP no Rotarex e analisou-se a granulometria dos agregados. Os resultados foram satisfatórios com relação às percentagens dos agregados por peneira e ao resíduo de asfalto (tabela 5.25).

Tabela 5.25: Resultados dos ensaios de comprovação da granulometria dos corpos de prova.

Granulometria	% passante						
	Peneiras	CP1	CP2	CP3	CP4	Granulometria Rio Aracoiaba	Granulometria Proposta (Faixa I)
3/8	100	100	100	100	100	100	95 - 100
nº 4	95	97	96	97	95	95	85 - 100
nº 10	82	83	81	82	80	80	65 - 90
nº 40	18	19	16	18	15	15	05 - 25
nº 80	2,4	2,9	2,2	2,7	2	2	01 - 08
nº 200	0,7	0,9	0,7	0,8	0,5	0,5	00 - 03
CAP residual teórico (%)	5,5	5,5	6,0	6,0			
Teor médio de CAP residual (%)	5,62	5,69	6,16	6,09			

5.4.4 Dosagem de misturas asfálticas a frio no compactador giratório

Corpos de prova foram moldados com o compactador Giratório (Troxler 4140) utilizado para dosagem SUPERPAVE, para as mesmas areias e emulsões (RM-1C e RL-1C). O número de giros adotado foi de 76, que corresponde a um nível de tráfego de projeto de $0,3$ a $1,0 \times 10^6$ passagens do eixo padrão, pela metodologia SUPERPAVE para baixo volume de tráfego (BROWN e MALLICK, 1988; D'ANGELO *et al.*, 1995).

No laboratório do LMP/DET/UFC foram preparadas misturas asfálticas a frio com RM-1C e RL-1C. Os corpos de prova (em número de três para cada teor de ligante), e areia grossa dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe (figura 5.41) foram moldados no compactador Giratório ilustrado na figura 5.42. O objetivo foi determinar o teor de projeto, propriedades volumétricas, densidade aparente e resistência à tração estática, utilizando compactador giratório, que representa melhor o processo de compactação no campo.

Misturas de 90 amostras de areias do rio Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe com emulsão do tipo RM-1C e RL-1C foram feitas com teores de CAP residual variando entre 4,0; 5,0; 5,5; 6,0 e 7,0% e colocados para curar à sombra, por etapas. Como já comentado, usou-se: 76 giros, pressão de 600 KP, giro de 30 rpm e ângulo de 1,25°.

O método de cura foi da norma DNER107/94. Devido às peculiaridades das misturas a frio no processo de cura para perda de umidade e solvente (RM-1C) e de umidade (RL-1C), foi necessário aumentar o tempo de uma para três horas nas misturas com RL-1C, para ficar mais fácil à retirada dos CPs do molde sem danificar os mesmos. As misturas asfálticas com RM-1C ficaram em cura solta, à temperatura ambiente, antes da moldagem por um período em torno de 05 horas.

A norma DNER107/94 recomenda, após compactação, a colocação do CPs, no molde, na estufa por 24 hs, a 60°C. Como no compactador giratório não existem cilindros para cada corpo de prova, este é retirado do molde logo após a compactação. Portanto não foi possível levar os CPs para estufa a 60°C, pois ocorreria deformação.



Figura 5.41: CPs moldados no compactador giratório com ligante do tipo RL-1C (Foto do autor).



Figura 5.42: Compactador Giratório Troxler 4140 do laboratório de Mecânica dos Pavimentos/UFC utilizado nesta pesquisa (Fotos do autor).

Os corpos de prova foram colocados em uma bandeja para curar à temperatura ambiente (25 a 31°C) por período de 96 hs (quatro dias), antes de serem feitas medidas de altura e diâmetro. Calcularam-se os parâmetros volumétricos das misturas e foi medida a resistência à tração estática (RT) apresentadas nas tabelas 5.26 e 5.27. Os CPs apresentavam facilidade de quebra nas bordas, mostrando que a cura em estufa é uma operação importante.

Destaca-se que, como na compactação manual, na faixa de 5,0 a 6,0% de CAP residual, as misturas atenderam as especificações para pré-misturados a frio. Fixou-se então o teor de 5,5% de CAP residual para a continuidade da pesquisa.

Os valores obtidos para a RT nas misturas com RM-1C não são representativos, tendo em vista a existência de solvente na sua composição, provavelmente a não evaporação do mesmo, contribuiu para apresentarem baixas resistências. No entanto não houve influência nos valores da densidade aparente e nos parâmetros volumétricos da

mistura. Com relação à RL-1C as misturas apresentaram valores maiores de RT, mas ainda inferiores aos obtidos posteriormente com os corpos de prova curados em estufa.

A comparação entre os primeiros resultados da compactação Marshall manual e Giratória mostraram os valores das densidades aparentes dos corpos de prova moldados no SGC um pouco superior. Com relação ao RT, não foi possível comparar-se, pois os resultados com RM-1C deram muito baixos por não ter sido realizada a cura em estufa.

Tabela 5.26: Resultados do ensaio Marshall em AAUF com compactação Giratória (Emulsão: RM-1C).

RM-1C	Compactação Giratória					
Rio Aracatiaçu	% CAP residual	4,0	5,0	5,5	6,0	7,0
	DENSIDADE APARENTE	1,871	1,901	1,921	1,941	1,953
	% VAZIOS	24,7	22,3	20,9	19,6	17,9
	% RBV	22,8	29,4	33,0	36,6	42,6
	% V.A.M.	32,0	31,6	31,2	30,9	31,2
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	0,020	0,029	0,026	0,019	0,020
Rio Aracoiaba	% CAP residual	4,0	5,0	5,5	6,0	7,0
	DENSIDADE APARENTE	1,838	1,867	1,881	1,904	1,939
	% VAZIOS	26,0	23,8	22,6	21,1	18,5
	% RBV	21,6	27,5	30,8	34,5	41,6
	% V.A.M.	33,2	32,8	32,7	32,2	31,7
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	0,055	0,056	0,058	0,057	0,055
Rio Jaguaribe	% CAP residual	4,0	5,0	5,5	6,0	7,0
	DENSIDADE APARENTE	1,826	1,867	1,866	1,888	1,894
	% VAZIOS	26,5	23,8	23,2	21,8	20,4
	% RBV	21,2	27,5	30,1	33,5	38,7
	% V.A.M.	33,6	32,8	33,2	32,8	33,3
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	-	0,019	0,021	0,019	0,019

Tabela 5.27: Resultados do ensaio Marshall em AAUF com compactação Giratória (Emulsão: RL-1C).

RL-1C	Compactação Giratória					
Rio Aracatiçu	% CAP residual	4,0	5,0	5,5	6,0	7,0
	DENSIDADE APARENTE	1,864	1,894	1,927	1,926	1,943
	% VAZIOS	25,0	22,6	20,7	20,2	18,3
	% RBV	22,6	29,1	33,3	35,7	41,9
	% V.A.M.	32,2	31,9	31,0	31,4	31,5
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	0,132	0,153	0,164	0,132	0,124
Rio Aracoiaba	% CAP residual	4,0	5,0	5,5	6,0	7,0
	DENSIDADE APARENTE	1,830	1,866	1,886	1,889	1,906
	% VAZIOS	26,3	23,8	22,4	21,7	19,9
	% RBV	21,3	27,5	31,1	33,6	39,5
	% V.A.M.	33,5	32,9	32,5	32,7	32,9
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	0,128	0,130	0,147	0,130	0,122
Rio Jaguaribe	% CAP residual	4,0	5,0	5,5	6,0	7,0
	DENSIDADE APARENTE	1,820	1,841	1,868	1,88	1,902
	% VAZIOS	26,7	24,8	23,1	22,1	20,1
	% RBV	21,0	26,4	30,2	33,1	39,3
	% V.A.M.	33,8	33,7	33,1	33,1	33
	RESIST. À TRAÇÃO (MPa)	0,10	0,12	0,12	0,12	0,09

5.4.5 Pesquisa de drenabilidade das misturas

Um dos parâmetros que chama atenção nos pré-misturados a frio é seu alto volume de vazios, geralmente acima dos 15%. As areias asfálticas a frio apresentam granulometrias abertas e $V_v > 25\%$. Porém, é interessante destacar que, no campo durante uma chuva, o revestimento de AAUF com alguns anos em serviço não se comporta como camada drenante, isto é, a água escoou sobre o pavimento. A retirada de corpos-de-prova em algumas rodovias em uso é inviável em virtude da espessura destes revestimentos ser delgada, ainda mais pelo desgaste normal em serviço, que nestes revestimentos é acentuado. Não existem no DER/CE registros das características das misturas asfálticas quando da sua aplicação.

Por não dispor de equipamento capaz de medir a permeabilidade dos corpos-de-prova (CPs) resolveu-se medir o tempo de escoamento da água (drenabilidade). Utilizou-se uma proveta sem fundo, proposto por MULLER *et al.* (2006), fixada sobre o CP por parafina. Na proveta foi colocada água até determinado volume e medido com

um cronômetro o tempo necessário para esta escoar, após a saturação do CP, com escoamento contínuo (figura 5.43).

Corpos de prova foram moldados para os testes de drenabilidade utilizando areias dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe em mistura asfáltica a quente, com CAP 50/70. A dosagem adotada foi a do método Marshall (DNER-ME 043/95).

Os testes de drenabilidade foram realizados utilizando uma proveta de 100 ml, com diâmetro = 2,70 cm (área = 5,73 cm²) e saída com diâmetro de 4,8 cm (área = 18,10 cm²). Foi fixada, na proveta, uma escala em centímetros e foram selecionadas marcas nas alturas de 15 e 10 cm (H15-10) e 15 e 5 cm (H15-5). As medidas, em volume, foram do escoamento da água entre 100 ml e 50 ml (V100-50) e entre 100 e 0ml (V100-0) para um determinado intervalo de tempo, em segundos. As tabelas 5.28, 5.29 e 5.30 apresentam os resultados do ensaio de drenabilidade em AAUQ moldados com 50 golpes/face com soquete manual e teores de asfalto de 5,5 e 6,0%.



Figura 5.43: Esquema do ensaio de drenabilidade, observando-se nos detalhes o envolvimento com parafina e o escoamento da água pelo corpo de prova (Fotos do autor).

Tabela 5.28: Tempo de escoamento da água em CPs de AAUQ.

RIO ARACATIACU							
DRENABILIDADE (Tempo de Escoamento da Água Através do Corpo-de-prova)							
Teor de CAP 50/70: 5,5%				Teor de CAP 50/70: 6,0%			
Altura do CP: 6,35 cm				Altura do CP: 6,36 cm			
Densidade aparente: 1,989				Densidade aparente: 2,003			
Volume de vazios: 18,4%				Volume de vazios: 17,2%			
H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0	H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0
Intervalo de tempo de escoamento (segundos)							
48 - 49	110 - 114	76 - 80	222 - 228	45 - 50	105 - 115	74 - 76	209 - 211
48	112	78	224	47	110	75	210

Obs: H = altura da água em cm; V = volume da água em ml.

Tabela 5.29: Tempo de escoamento da água em CPs de AAUQ.

RIO ARACOIABA							
Teor de CAP 50/70: 5,5%				Teor de CAP 50/70: 6,0%			
Altura do CP: 6,39 cm				Altura do CP: 6,35 cm			
Densidade aparente: 1,940				Densidade aparente: 1,951			
Volume de vazios: 20,2%				Volume de vazios: 19,2%			
H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0	H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0
Intervalo de tempo de escoamento (segundos)							
27 - 30	66 - 68	46 - 48	131 - 135	31 - 34	72 - 81	51 - 54	145 - 148
28	67	47	133	32	76	52	146

Obs: H = altura da água em cm; V = volume da água em ml.

Tabela 5.30: Tempo de escoamento da água em CPs de AAUQ.

RIO JAGUARIBE							
Teor de CAP 50/70: 5,5%				Teor de CAP 50/70: 6,0%			
Altura do CP: 6,39 cm				Altura do CP: 6,39 cm			
Densidade aparente: 1,917				Densidade aparente: 1,933			
Volume de vazios: 21,3%				Volume de vazios: 20,1%			
H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0	H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0
Intervalo de tempo de escoamento (segundos)							
44 - 48	106 - 111	73 - 80	208 - 224	52 - 59	125 - 139	88 - 93	256 - 266
46	108	76	218	55	133	92	260

Obs: H = altura da água em cm; V = volume da água em ml.

Também foram feitos ensaios de AAUF com emulsão RM-1C e areia do rio Aracoiaba, com teores de CAP residual de 5,0 a 6,5%, variação de 0,5%. O método de confecção das amostras foi o Marshall modificado. O ensaio de drenabilidade seguiu procedimento descrito.

Os tempos de escoamento encontram-se na tabela 5.31, figura 5.44 mostra a densidade aparente e o volume de vazios da amostra ensaiada. Outro teste em condições idênticas está na tabela 5.32. Na tabela 5.33 estão os resultados de drenabilidade para as

misturas de AAUF e AAUQ com areia do rio Aracoiaba compactados com 50 golpes/face, teores de 5,5% de CAP residual (RM-1C) e 6,0% de CAP 50/70.

Para as condições de moldagem destas misturas a passagem da água foi direta, com esvaziamento da proveta, indicando que os vazios são intercomunicantes. Portanto em função do volume de vazios alto, confirmou-se a alta permeabilidade da mistura a frio com RM-1C, moldada em laboratório. Isto leva a suposição de que as areias asfálticas usinadas a frio funcionariam como camada drenante.

Tabela 5.31: Tempo de escoamento da água em CPs de AAUF (RM-1C), Rio Aracoiaba (Teste 1).

DRENABILIDADE (Tempo de Escoamento da Água Através do Corpo-de-prova)							
Teor de CAP residual: 5,0%				Teor de CAP residual: 5,5%			
Altura do CP: 6,27 cm				Altura do CP: 6,32 cm			
Densidade aparente: 1,793				Densidade aparente: 1,813			
Volume de vazios: 26,8%				Volume de vazios: 25,4%			
H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0	H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0
Intervalo de tempo de escoamento (segundos)							
08 - 09	19 - 21	14 - 15	39 - 41	14 - 16	32 - 37	22 - 27	63 - 75
08	20	14	40	15	34	24	69
H = altura da água em cm; V = volume da água em ml.							
Teor de CAP residual: 6,0%				Teor de CAP residual: 6,5%			
Altura do CP: 6,31 cm				Altura do CP: 6,24 cm			
Densidade aparente: 1,796				Densidade aparente: 1,798			
Volume de vazios: 25,6%				Volume de vazios: 25,0			
H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0	H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0
Intervalo de tempo de escoamento (segundos)							
9 - 11	21 - 24	14 - 18	46 - 48	11 - 14	29 - 30	21 - 22	59 - 60
10	22	16	47	12	29	21	59

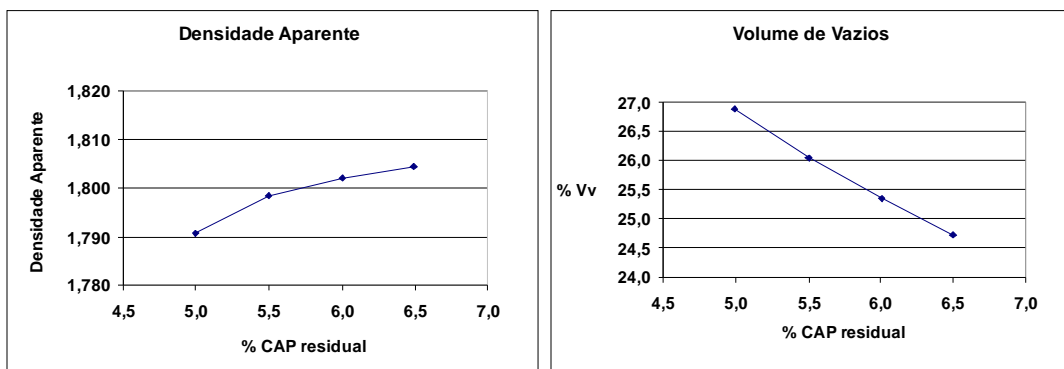


Figura 5.44: Gráficos da densidade aparente e do volume de vazios das misturas a frio com RM-1C.

Tabela 5.32: Tempo de escoamento da água em CPs de AAUF (RM-1C), Rio Aracoiaba (Teste 2)

DRENABILIDADE (Tempo de Escoamento da Água Através do Corpo-de-prova)							
Teor de CAP residual: 5,0%				Teor de CAP residual: 5,5%			
Altura do CP: 6,30 cm				Altura do CP: 6,28 cm			
Densidade aparente: 1,802				Densidade aparente: 1,802			
Volume de vazios: 26,4%				Volume de vazios: 25,9%			
H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0	H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0
Intervalo de tempo de escoamento (segundos)							
11 - 13	26 - 30	18 - 22	52 - 60	11 - 13	27 - 30	18 - 22	51 - 60
12	28	20	56	12	28	20	55
H = altura da água em cm; V = volume da água em ml.							
Teor de CAP residual: 6,0%				Teor de CAP residual: 6,5%			
Altura do CP: 6,34 cm				Altura do CP: 6,25 cm			
Densidade aparente: 1,792				Densidade aparente: 1,811			
Volume de vazios: 25,8%				Volume de vazios: 24,4			
H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0	H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0
Intervalo de tempo de escoamento (segundos)							
12 - 13	28 - 30	20 - 22	57 - 60	14 - 19	33 - 44	20 - 30	64 - 86
13	29	21	58	16	39	25	70

Tabela 5.33: Comparação dos tempos de escoamento da água através de CPs de misturas asfálticas a frio (AAUF) e a quente (AAUQ) - Rio Aracoiaba.

AAUF (Teste 2)				AAUQ			
Teor de CAP residual: 5,5%				Teor de CAP 50/70: 5,5%			
Altura do CP: 6,28 cm				Altura do CP: 6,39 cm			
Densidade aparente: 1,802				Densidade aparente: 1,940			
Volume de vazios: 25,9%				Volume de vazios: 20,2%			
H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0	H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0
Intervalo de tempo de escoamento (segundos)							
11 - 13	27 - 30	18 - 22	51 - 60	27 - 30	66 - 68	46 - 48	131 - 135
12	28	19	54	28	67	47	132
H = altura da água em cm; V = volume da água em ml.							
AAUF				AAUQ			
Teor de CAP residual: 6,0%				Teor de CAP 50/70: 6,0%			
Altura do CP: 6,34 cm				Altura do CP: 6,35 cm			
Densidade aparente: 1,792				Densidade aparente: 1,951			
Volume de vazios: 25,8%				Volume de vazios: 19,2%			
H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0	H15 - 10	H15 - 5	V100 - 50	V100 - 0
Intervalo de tempo de escoamento (segundos)							
12 - 13	28 a 30	20 - 22	57 - 60	31 - 34	72 - 81	51 - 54	145 - 148
12	29	21	58	32	76	52	146

Nas visitas ao campo, observa-se que estes revestimentos, com alguns anos em serviço, não funcionam de forma drenante, isto é, durante as chuvas observa-se o escoamento superficial da água. Uma explicação pode estar na geometria da seção: declividade transversal em torno de 3% e largura de 3,0 metros produz velocidade de escoamento que dificulta penetração de água.

Concluído o ensaio de drenabilidade foi retirada a proveta e colocada água na área sem parafina, com espessura aproximadamente de 3 mm (figura 5.45). Inicialmente não se observou absorção imediata. Passada a primeira hora não houve absorção d'água

pelo corpo de prova. Após a segunda hora permaneceu condição idêntica a anterior, isto é, com a água retida na superfície. Depois de cinco horas, observou-se que ainda existia água na superfície avaliada, sendo então encerrado o acompanhamento.

Outros testes foram também realizados e todos levaram certo intervalo de tempo para absorção da água, bem menos tempo que o citado anteriormente. A inexistência de carga hidráulica pode ser uma explicação porque a água escoada pelas chuvas não tem uma fácil penetração nas misturas a frio, apesar do alto volume de vazios.



Figura 5.45: CP mostrando a área onde foi colocada água para teste de infiltração (Foto do autor).

A partir das medições do tempo de escoamento da água no ensaio de drenabilidade em corpos de prova de mistura asfáltica com a área da seção permeável de 78,54 cm² (D= 10,0 cm), foi possível aplicar-se à lei de Darcy (PINTO, 2000). A determinação o coeficiente de permeabilidade (K) das misturas asfálticas a quente (CAP 50/70) e a frio (RM-1C) foi calculado através da equação 5.4 utilizada para cálculo dos ensaios com permeâmetro de carga variável com área de 5,73 cm² (d= 2,70 cm).

$$k_{(cm/s)} = \frac{a \times L}{A \times t} \times \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (5.4)$$

onde:

k – coeficiente de permeabilidade (cm/s)

a – área do permeâmetro (cm²)
 L – altura do corpo de prova (cm)
 A – área da seção permeável (cm²)
 t – tempo de escoamento (s)
 h₁ – altura de água inicial (cm)
 h₂ – altura de água final (cm)

A tabela 5.34 apresenta o coeficiente de permeabilidade das misturas a quente com areias dos rios Aracatiçu, Aracoiaba e Jaguaribe cujo ligante é o CAP 50/70 com percentagens de 5,5 e 6,0%. Os valores do coeficiente de permeabilidade de misturas asfálticas a frio foram obtidos através de dois testes realizados com areia do rio Aracoiaba e com emulsão do tipo RM-1C, cujo CAP residual variou de 5,0 a 6,5% (tabela 5.35). As tabelas apresentam também e as características de densidade e volume de vazios das amostras com suja respectiva altura e tempo de escoamento da água através do corpo de prova.

Tabela 5.34: Coeficiente de permeabilidade das misturas asfálticas com areia grossa a quente .

Características dos CPs		Rio Aracatiçu	Rio Aracoiaba	Rio Jaguaribe	
Quente (CAP)	5,5 (%)	Dap	1,989	1,940	1,917
		Vv (%)	18,4	20,2	21,3
		L (cm)	6,35	6,39	6,39
		t (s)	112	67	108
		K (cm/s)	2,61 x 10⁻³	4,38 x 10⁻³	2,72 x 10⁻³
	6,0 (%)	Dap	2,003	1,951	1,933
		Vv (%)	17,2	19,2	20,1
		L (cm)	6,36	6,35	6,39
		t (s)	110	76	133
		K (cm/s)	2,66 x 10⁻³	3,85 x 10⁻³	2,21 x 10⁻³

Tabela 5.35: Coeficiente de permeabilidade das misturas a frio com emulsão RM-1C.

Características dos CPs		Rio Aracoiaba			
Emulsão RM-1 C	CAP Residual	Resultados	Teste 1	Teste 2	Média
		5,0 %	Dap	1,793	1,802
Vv (%)			26,8	26,4	
L (cm)			6,27	6,30	
t (s)			20	28	
K (cm/s)			1,45 x 10⁻²	1,04 x 10⁻²	1,25 x 10⁻²
5,5 %		Dap	1,813	1,802	
		Vv (%)	25,4	25,9	
		L (cm)	6,32	6,28	
		t (s)	34	28	
		K (cm/s)	8,59 x 10⁻³	1,04 x 10⁻²	
6,0 %		Dap	1,796	1,792	
		Vv (%)	25,6	25,8	
		L (cm)	6,31	6,34	
		t (s)	22	29	
		K (cm/s)	1,33 x 10⁻²	1,01 x 10⁻²	
6,5%		Dap	1,798	1,811	
		Vv (%)	25,0	24,4	
		L (cm)	6,24	6,25	
		t (s)	29	39	
		K (cm/s)	9,99 x 10⁻³	7,44 x 10⁻³	

5.5 Estudo da influência da umidade nas propriedades da mistura a frio

5.5.1 Considerações gerais

As vantagens das misturas a frio sobre as quentes foram ressaltadas por diversos autores mostrados na revisão bibliográfica desta pesquisa. Um dos fatores positivos é a não necessidade de aquecimento dos materiais durante a preparação da mistura, além do ligante ter baixa viscosidade, o que, em conjunto com a umidade dos agregados, facilitam o envolvimento dos grãos mesmo na temperatura ambiente.

A presença da água é um fator que dificulta a elaboração dos projetos de dosagem nas misturas a frio com emulsões asfálticas. WALLER JR (1980) cita que esses projetos apresentam complexidade com dificuldades de simular adequadamente no laboratório os processos de cura nas condições encontradas no campo. Enfatiza ainda que a resistência da mistura somente será alcançada após a eliminação da umidade, o que, dependendo das condições no campo pode levar de meses até anos. MAMLOUK *et*

al. (1980) também destacam o desenvolvimento lento da resistência como principal desvantagem da mistura com emulsão, e que esta cresce com perda da umidade.

DARTER *et al.* (1980) comprovaram através da extração de amostras no campo que houve aumento da estabilidade da mistura a frio com o tempo em serviço. Verificaram também que a mistura na parte superficial do revestimento apresentava maior estabilidade do que na parte inferior, provavelmente por ser menor a influência das condições ambientais na remoção da umidade total da emulsão.

SABOGAL (1996) comenta como causa que contribui para falhas a deficiência na determinação dos teores ideais de umidade dos agregados quando do preparo e na compactação. Também MOULTHROP *et al.* (1997) destacam que o teor de água a ser adicionado na umidificação dos agregados e a quantidade de água existente na mistura no princípio da compactação são fatores que afetam diretamente o desempenho das emulsões asfálticas.

LOPES e KASUGA (1976) trouxeram grande contribuição sobre a tecnologia desenvolvida, na época, na produção de misturas a frio com emulsões asfálticas e para a importância da umidade ideal de compactação, para eles correspondente a 50% de toda a água existente na mistura (água de molhagem dos agregados + água da emulsão).

VOGT (1978) destaca a importância do controle de umidade através de ensaios que permitam determinar a quantidade de água a ser adicionada para a confecção da mistura correta, evitando excesso que possa ocasionar o deslocamento de emulsão na compactação. O autor recomenda cerca de 5 a 6% de água total na mistura.

Segundo TUCHUMANTEL JR (1990) para cada mistura tem-se uma relação entre o teor de umidade e o grau de envolvimento do agregado. Daí a importância da determinação do teor ideal de umidade no momento da dosagem das misturas a frio. Este parâmetro vai influenciar nas propriedades mecânicas das misturas.

SANTANA (1993) ressalta ser mais indicada a determinação da umidade de compactação do que a definição de tempo de cura. O autor destaca que no campo, não

se tem controle das condições climáticas, isto é, o processo de cura será mais ou menos demorado dependendo principalmente do clima.

CARVALHO FILHO e BORDES (1997) apresentam descrição de aplicação da técnica de mistura a frio do tipo *grave-émulsion*, no Recife. Os autores destacam a importância da pré-mistura com adição de água aos agregados tornando possível grau de compactação máxima, após a saída da água em excesso.

SILVA JR e SÓRIA (2003) concluíram que a perda de umidade antes da compactação teve forte influência nos resultados do ensaio Marshall e que esta não deve ser superior a 50%. Perdas de umidade acima desta percentagem pioram os parâmetros Marshall e se acima dos 70% de perda de umidade comprometem claramente os resultados. Quando utilizado cimento Portland como filer nas misturas, observou-se que esse percentual crítico deve ser menor, com perda de umidade até 30% somente.

BALBINOT (2007) pesquisando sobre mistura do tipo *grave-émulsion* concluiu que a umidade presente na mistura a frio é elemento decisivo nas etapas de projeto e de execução. Destaca a importância do desenvolvimento de métodos que considere a umidade em todas as fases do processo de mistura.

5.5.2 Definição da percentagem de adição da água de molhagem na areia

Uma das vantagens da utilização das emulsões asfálticas nas misturas a frio é poder usar agregados úmidos. A presença de umidade facilita o envolvimento do agregado pela emulsão, evita a segregação e melhora a trabalhabilidade (SILVA JÚNIOR e SÓRIA, 2003).

WALLER JR (1980) destaca o cuidado que se deve ter para evitar a adição de água em excesso, pois irá promover o escoamento da emulsão da superfície do agregado. Sugere colocar inicialmente 1% de umidade e ir acrescentando 1% até que todos os agregados estejam umedecidos. Geralmente a água adicionada era feita de forma subjetiva tendo como base apenas a inspeção visual.

MAMLOUK *et al.* (1980) sugerem adicionar água ao agregado cerca de 10 a 15 minutos antes da mistura com emulsão asfáltica, com finalidade de preencher os vazios superficiais dos grãos e distribuir a umidade uniformemente nos agregados. Como dosagem os autores recomendam a escolha do teor ideal de água (0 a 4,5%) em conjunto com o teor ideal de emulsão asfáltica, a partir de teste com dois teores de água e três de emulsão asfáltica. Concluíram que a interação da água de molhagem com a emulsão influenciaram na estabilidade Marshall e em outras propriedades das misturas. DARTER *et al.* (1980) indicam teor na faixa de 3% a 5% de água adicionada para envolvimento dos agregados.

Como visto, a umidade é fator de influência direta nas propriedades mecânicas das misturas asfálticas a frio. Assim o objetivo nesta fase da presente pesquisa foi determinar qual umidade a acrescentar aos agregados analisados para melhor envolvimento da emulsão.

Os trabalhos foram realizados utilizando areia do rio Aracoiaba e emulsões dos tipos RM-1C e RL-1C e o método DNER ME 107/94. Este método não indica a quantidade de água que deve ser acrescentada ao agregado apenas diz que caso necessário, pode ser umedecido.

Com objetivo de observar visualmente qual seria a umidade que promove o melhor envolvimento do agregado pela emulsão, foram preparadas misturas com 300g de agregados, 5,5% de CAP residual e variando a percentagem de água adicionada de 0 a 5% para os dois tipos de emulsão.

Outro ponto observado foi o possível escoamento da água durante o período de cura da mistura solta, o que não ocorreu nem nos teores de umidade mais elevados como 4 e 5%. Em todos os teores houve bom envolvimento, no entanto nos mais altos (4 e 5%) observou-se coloração mais clara das misturas. As figuras 5.46 e 5.47 ilustram as misturas dos agregados com emulsões RM-1C e RL-1C com umidades variadas.



Figura 5.46: Agregado com adição de 0 a 5% de água e ligante do tipo RM-1C.



Figura 5.47: Agregado com adição de 0 a 5% de água e ligante do tipo RL-1C.

Em seguida foram preparadas 12 misturas asfálticas com RM-1C, com umidades variando de 0 a 3%, com intuito de verificar as densidades aparentes, parâmetros volumétricos Marshall e a resistência à tração. A temperatura ambiente durante a cura variou entre 28 e 31°C num período de 05 horas (normas recomendam de 4 a 6 horas de cura para as emulsões de ruptura média). O processo de compactação foi manual com 50 golpes/face. Foi determinada a umidade existente no momento da compactação, valores encontram-se na tabela 5.36.

Tabela 5.36: Umidades na areia + água da emulsão (38%) no momento da compactação de CPs com emulsão RM-1C.

Rio Aracoiaba	CAP residual (%)	Umidade da mistura (%)	Umidade na compactação (%)	Perda de umidade (%)
Umidade – 0 %	5,5	3,5	1,6	54
Umidade – 1 %	5,5	4,4	2,6	41
Umidade – 2 %	5,5	5,4	4,3	20
Umidade – 3 %	5,5	6,3	5,2	17

A tabela 5.37 mostra que melhores resultados da densidade aparente e parâmetros volumétricos (V_v , VAM e RBV) das misturas com RM-1C foram com 1% de adição de água em relação ao agregado (figura 5.48). O mesmo ocorreu com a resistência à tração, melhor resultado foi de 0,19 MPa, para período de cura de 48 a 96 horas à temperatura ambiente. Observou-se que teores acima de 1% tendiam a escoar a emulsão do agregado mais graúdo. Portanto, a partir desta fase da pesquisa, o teor de umidade a ser acrescentado nas misturas a frio com emulsão RM-1C foi estabelecido como 1% em relação ao peso dos agregados.

Tabela 5.37: Características volumétricas e de resistência à tração da mistura a frio.

Emulsão: RM-1C	Média	Média	Média	Média
Tempo de Cura s/Compactar	5 horas	5 horas	5 horas	5 horas
Umidade adicionada	0%	1%	2%	3%
% CAP residual (62,3%)	5,5	5,5	5,5	5,5
Diâmetro do CP (cm)	10,18	10,16	10,17	10,17
Altura do CP (cm)	6,16	6,11	6,11	6,02
Densidade Máxima Teórica	2,433	2,433	2,433	2,433
Densidade Aparente	1,778	1,823	1,815	1,781
% VAZIOS	26,9	25,5	25,7	26,8
% RBV	26,1	28,0	27,6	26,2
%V.A.M.	36,4	34,8	36,8	36,3
Resistência à Tração (MPa)	0,156	0,190	0,144	0,134

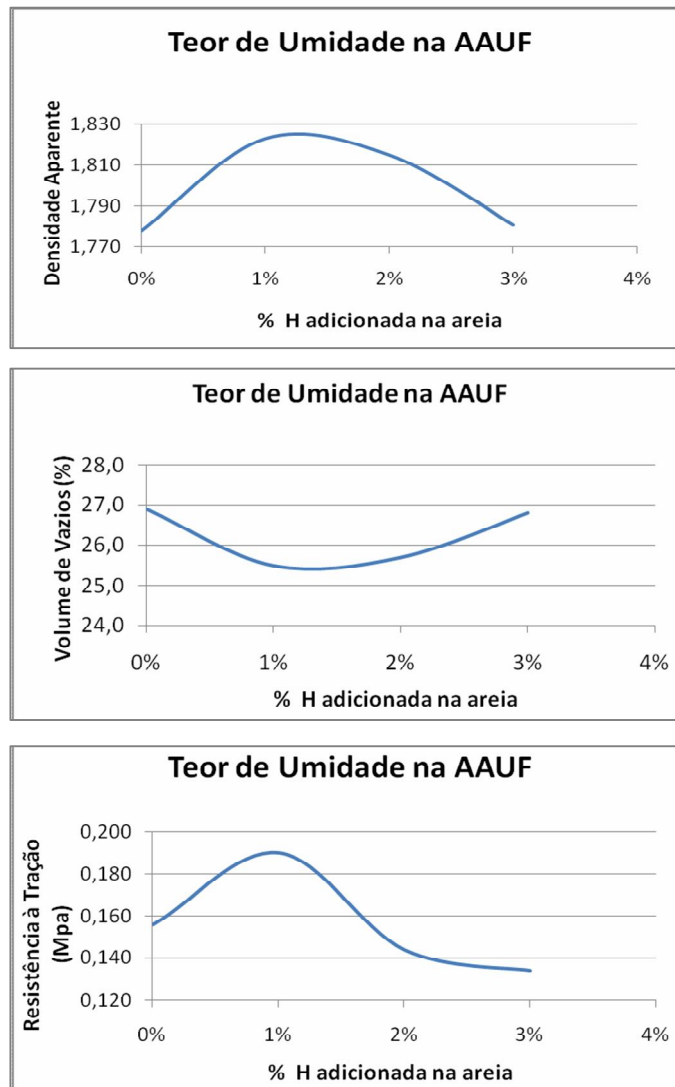


Figura 5.48: Gráficos dos parâmetros da areia asfáltica a frio com RM-1C para teores variados de umidade adicionada a areia.

Neste grupo os corpos de prova para ensaio Marshall modificado foram parafinados diretamente, sem colocação do filme de PVC (figura 5.49). Passou-se a utilizar esta forma de impermeabilizar os corpos de prova nos ensaios posteriores.

Com este procedimento, considera-se que as medidas ficam mais confiáveis para obtenção dos parâmetros volumétricos da mistura, tendo em vista que os corpos de prova moldados a frio com areia de rio, diferente das misturas à quente, sempre apresentam pequenas quebras nas arestas e pequenas deformações nas superfícies planas o que dificulta a perfeita aderência do filme plástico. Observou-se que esta mudança não apresentou indícios de influenciar nos resultados do ensaio de RT e não ocorreu penetração nos vazios da mistura, fato evidenciado na figura 5.50.



Figura 5.49: Corpos de prova parafinados sem e com filme de PVC (Fotos do autor).



Figura 5.50: Rompimento de corpos de prova parafinados, observando-se que a parafina não penetra nos vazios (Fotos do autor).

Para as misturas asfálticas com RL-1C foram executados 15 corpos de prova com acréscimo de água de 0 a 4%, com intuito de obter as densidades aparentes, parâmetros Marshall e a resistência à tração. Realizaram-se medidas para controle das umidades de compactação retirando-se três amostras de cada teor. A umidade

pretendida (“teórica”) foi utilizada como de referência para o momento inicial da mistura. A tabela 5.38 apresenta os resultados das umidades, teórica e de compactação, para misturas com ligante RL-1C (40% de água).

Tabela 5.38: Umidades na areia + água da emulsão (40%) no momento da mistura e da compactação de CPs com emulsão RL-1C.

Rio Aracoiaba	CAP residual (%)	Umidade da mistura (%)	Umidade na compactação (%)	Perda de umidade (%)
Umidade – 0 %	5,5	3,8	3,2	16
Umidade – 1 %	5,5	4,8	3,9	19
Umidade – 2 %	5,5	5,7	4,8	16
Umidade – 3 %	5,5	6,7	5,8	13
Umidade - 4%	5,5	7,6	6,6	13

Foram moldados três corpos de prova para cada teor, com peso inicial de 915,0 gramas. Os teores de umidade variando de 0 a 2% tiveram uma hora de cura a temperatura ambiente. Para teores de umidades mais altas, como 3 e 4%, foi necessária cura de 2:30 horas antes da compactação. Após compactação ficaram em cura em estufa a 60°C por 24hs, a seguir foram desformados e ficaram à temperatura ambiente por 48hs. A tabela 5.39 mostra que a densidade aparente, os parâmetros volumétricos e a resistência à tração mantiveram-se com o aumento no teor de umidade na areia. A figura 5.51 apresenta gráficos da densidade aparente, volume de vazios e resistência à tração.

Tabela 5.39: Características volumétricas e de resistência à tração da mistura a frio com RL-1C.

Emulsão: RL-1C	Média	Média	Média	Média	Média
Tempo de Cura s/Compactar	1 hora	1 hora	1 hora	1 hora	1 hora
Umidade adicionada	0%	1%	2%	3%	4%
% CAP residual (60,2%)	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
Diâmetro do CP (cm)	10,16	10,18	10,17	10,17	10,17
Altura do CP (cm)	6,08	5,97	5,92	5,83	5,86
Densidade Máxima Teórica	2,433	2,433	2,433	2,433	2,433
Densidade Aparente	1,803	1,813	1,832	1,843	1,814
% VAZIOS	25,9	25,5	24,7	24,3	25,4
% RBV	27,1	27,6	28,4	28,9	27,6
% V.A.M.	35,6	35,2	34,5	34,1	35,1
Resistência à Tração (MPa)	0,227	0,246	0,252	0,251	0,245

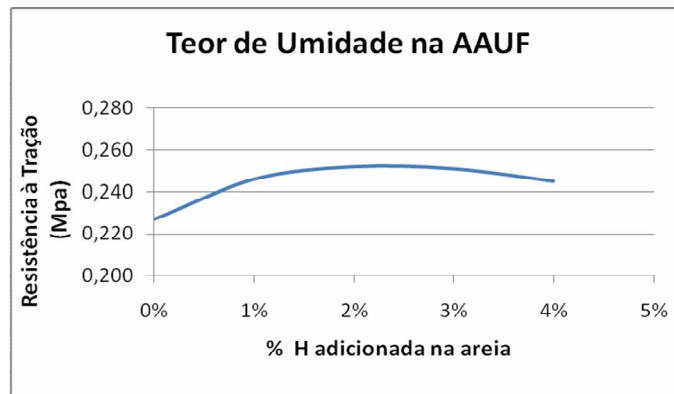
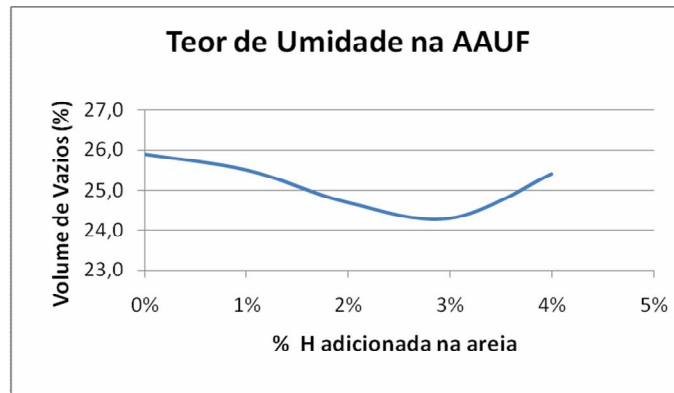
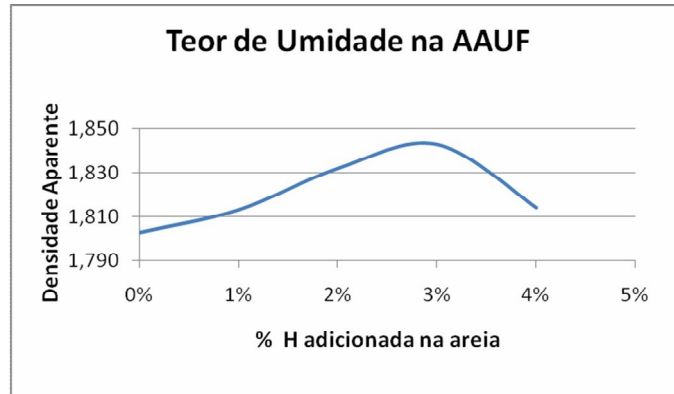


Figura 5.51: Gráficos dos parâmetros da areia asfáltica a frio com RL-1C para teores variados de umidade adicionada a areia.

Apesar de apresentar valores semelhantes para as variáveis analisadas com acréscimo de umidade, a maior resistência à tração foi de 0,25 MPa para teores de 2% e 3% de água adicionada à areia. Esses também foram os que apresentaram melhor aspecto de envolvimento na análise visual. A partir desta fase da pesquisa, o teor de umidade a ser acrescentado nas misturas a frio com emulsão RL-1C foi estabelecido como de 2% em relação ao peso dos agregados. Apesar de haver semelhança nos

resultados de ensaios entre 2 e 3% de umidade optou-se pelo valor de 2%, tendo em vista que na ausência de fino na areia grossa, o acréscimo de 3% deixa o material com aparência de excesso de umidade.

5.5.3 Estudo da temperatura de cura da mistura

Um fator considerado importante no processo da cura das misturas asfálticas a frio é a temperatura, que tem influência na retirada da umidade do material solto, compactado e pós-compactação. A norma DNER ME 107/94 prescreve cura de 4 a 6 horas a temperatura ambiente para emulsões de ruptura média (RM). Já com emulsões de ruptura lenta (RL) este tempo é de no máximo 60 minutos. O tempo de cura do corpo de prova compactado é de 24 horas a temperatura de 60°C.

A cura a temperatura ambiente é muito susceptível ao clima da região, isto é, se for frio haverá pouca perda de umidade em relação ao clima quente. Portanto, nesta pesquisa procurou-se definir uma temperatura para cura em estufa que fosse compatível com as condições ambientais do estado do Ceará. A partir desta temperatura, visou-se definir, em função das características mecânicas das misturas asfálticas, o tempo ideal de cura da mistura solta antes da compactação, para obter melhores resultados.

Inicialmente buscou-se medir que temperatura a mistura atingia quando em cura ao sol. As misturas asfálticas com RL-1C ou RM-1C foram colocadas ao sol, em datas diferentes, no horário entre 10:30 as 13:30 e 10:00 as 16:00 horas, respectivamente. Geralmente neste período do dia as temperaturas do ar atingem os valores mais elevados sem presença de nuvens. A nebulosidade em maior ou menor quantidade tem influência na temperatura, chegando a reduzir de até 5°C, mesmo quando o dia é quente. Observou-se que o vento é outro fator ambiental que ameniza a temperatura porém contribui na retirada de umidade.

As misturas com RL-1C ou RM-1C foram realizadas para cada corpo de prova individualmente para garantir melhor homogeneidade e em seguida exposta ao sol (figura 5.52). A temperatura do ar à sombra durante os ensaios variou de 29 a 31°C. As medidas de temperatura das misturas foram realizadas nas condições de sol sem presença nuvens e os resultados encontram-se nas tabelas 5.40 e 5.41.



Figura 5.52: Misturas asfálticas a frio com RL-1C expostas ao sol para determinação da temperatura e perda de umidade (Fotos do autor).

Tabela 5.40: Controle de temperatura da mistura com RL-1C em cura ao sol.

CPs	Início da cura ao sol	30 minutos	60 minutos	90 minutos	120 minutos
MS1	10:30	47°C	48°C	48°C	50°C

Tabela 5.41: Controle de temperatura da mistura com RM-1C em cura ao sol.

CPs	Início da cura ao sol	1 hora	2 horas	3 horas	4 horas	5 horas	6 horas
MS1	10:00	48°C	48°C	50°C	50°C	48°C	46°C

Baseado nos valores encontrados neste pequeno experimento resolveu-se adotar para cura em estufa antes da compactação a temperatura de 50°C e os corpos de prova foram compactados com as temperaturas variando entre 38 a 40°C (figura 5.53). Em relação à cura dos corpos de prova compactados ficou mantida a temperatura de 60°C como recomenda a norma DNER ME 107/94.



Figura 5.53: Temperatura de cura da mistura solta (50°C) e de compactação (40°C) (Fotos do autor).

5.5.4 Estudo da umidade na compactação

Nesta fase da pesquisa estudou-se a quantidade de água presente na mistura asfáltica solta, em cura na estufa (50°C) e ao sol (máx. 50°C) antes da compactação. O desenvolvimento foi utilizando areia do rio Aracoiaba com emulsão RL-1C ou RM-1C para teor de CAP residual de 5,5%. O material granular foi previamente seco e em seguida foi adicionado 2% ou 1% de água em relação ao peso do agregado, respectivamente. Os traços das misturas a frio são apresentados na tabela 5.42.

Tabela 5.42: Traços das misturas com RL-1C e RM-1C e o respectivo teor de umidade

Mistura	RL-1C (0,60 CAP residual)			RM-1C (0,62 CAP residual)		
	Peso p/ 1CP (g)	Peso p/ 3CPs (g)	%	Peso p/ 1CP (g)	Peso p/ 3CPs (g)	%
Agregado	926,2	2.778,6	90,8	865,5	2.596,5	91,1
Emulsão	93,8	281,4	9,2	84,5	253,5	8,9
Total	1.020,0	3.060,0	100,0	950,0	2.850,0	100,0
Água	18,5	55,5	2,0	8,7	26,1	1,0
Total	1.038,5	3.115,5		958,7	2.876,1	
Umidade Teórica			5,7			4,4

Tendo como base os tempos propostos pela norma DNER ME 107/94 para cura das misturas a frio, que é de 60 minutos para as emulsões de ruptura lenta e de 04 a 06 horas de ruptura média, buscou-se investigar se estes seriam os melhores para moldagem dos corpos de prova. Realizou-se controle da perda de umidade ao longo do tempo de cura para obtenção da média das respectivas umidades.

Acompanhou-se a perda de água das misturas com RL-1C cujo teor teórico de umidade era de 5,7% e da RM-1C de 4,4%. Estas umidades são originadas da água adicionada aos agregados e da composição da emulsão. Os métodos testados foram controle temperatura em estufa (50°C) e ao sol (máx. 50°C).

Nas misturas asfálticas com RL-1C foram controladas as umidades no tempo 0 e até 120 minutos, com intervalos de 30 minutos. Para cada ponto foram retiradas seis cápsulas da amostra e colocadas em estufa à temperatura de 110 °C até constância de peso. A umidade é a relação entre o peso da água (água adicionada + água da emulsão) e peso seco dos materiais (agregado + CAP residual) expresso em percentagem.

A tabela 5.43 apresenta as umidades encontradas em estufa e ao sol antes da compactação das misturas a frio com RL-1C com suas respectivas perdas de umidade em percentagem. As figuras 5.54 e 5.55 ilustram as médias das umidades para cada tempo analisado e as perdas de umidades da mistura asfáltica a frio em estufa e ao sol.

Tabela 5.43: Teor de umidade antes da compactação de mistura asfáltica a frio com RL-1C.

Tempo de Cura da Mistura Solta (minutos)	Amostras	ESTUFA (50°C)		SOL (máx. 50°C)	
		Umidade Média %	Perda de Umidade %	Umidade Média (%)	Perda de Umidade %
0	Média Geral	5,7	0	5,7	0
30		5,0	12,3	4,1	28,1
60		4,6	19,3	3,1	45,6
90		4,2	26,3	2,5	56,1
120		3,5	38,6	2,2	61,4

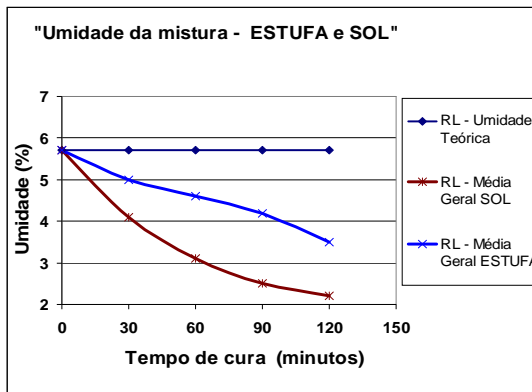


Figura 5.54: Umidades médias das misturas (RL-1C) com o tempo de cura em estufa e ao sol.

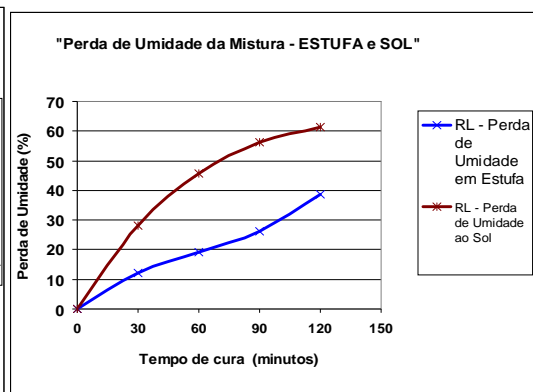


Figura 5.55: Curvas representativas das perdas de umidades da mistura asfáltica a frio (RL-1C) em estufa e ao sol.

De forma semelhante, também foi realizado controle de umidade nas misturas asfálticas com RM-1C. A umidade inicial (teórica) destas foi de 4,4% e o período total da cura foi de 6 horas. As misturas foram colocadas em estufa e ao sol, a cada hora foram coletadas três amostras para obtenção da média do teor de umidade. Na tabela 5.44 estão apresentadas as umidades ao longo do tempo de cura, a média geral com a respectiva perda de umidade antes da compactação de mistura asfáltica a frio com RM-1C. As figuras 5.56 e 5.57 ilustram graficamente os resultados das umidades para cada tempo de cura dos corpos de prova antes da compactação.

Tabela 5.44: Apresenta as umidades ao longo do tempo de cura, a média geral com a respectiva perda de umidade antes da compactação de mistura asfáltica a frio com RM-1C.

Tempo de Cura da Mistura Solta (horas)	Amostras	ESTUFA (50°C)		SOL (máx. 50°C)	
		Umidade Média (%)	Perda de Umidade (%)	Umidade Média (%)	Perda de Umidade (%)
0	MÉDIA GERAL	4,4	0	4,4	0
1		3,9	11,4	3,2	27,3
2		3,3	25,0	1,9	56,8
3		2,8	36,4	0,9	79,5
4		2,2	50,0	0,7	84,1
5		1,3	70,4	0,5	88,6
6		0,7	84,1	0,4	90,9

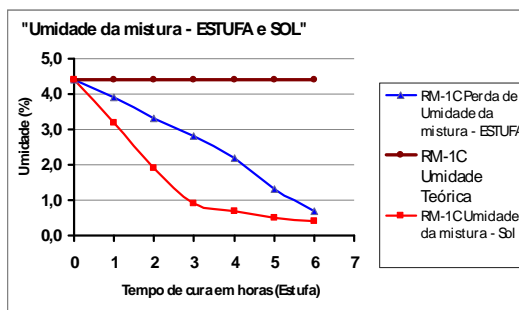


Figura 5.56: Umidades das misturas com RM-1C com o tempo de cura ao sol.

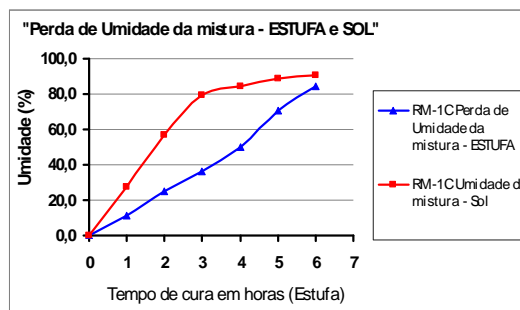


Figura 5.57: Curvas representativas das perdas de umidades da mistura asfáltica a frio (RM-1C) em estufa e ao sol.

A partir dos dados de umidade apresentados nas tabelas 5.43 e 5.44, após cura da mistura solta em estufa e ao sol, pode-se destacar que existe uma diferença acentuada entre as duas formas de retirada de água da massa asfáltica: maior remoção da umidade nas amostras em cura ao sol.

Conforme citam LOPES e KASUGA (1976), SILVA JÚNIOR e SÓRIA (2003), entre outros, nas misturas a frio a perda máxima de umidade para compactação deve ser de 50%. Analisando-se os resultados em estufa (50°C), pode-se indicar que para RL-1C uma perda de umidade de 10 a 50% corresponde a tempo de cura de 30 a 120 minutos. Com relação à emulsão do tipo RM-1C foi encontrado perda de umidade de 25 a 50% para tempo de cura entre 02 a 04 horas.

Através destes dados de umidades e temperaturas obtidos ao sol (tabelas 5.43 e 5.44), a definição de tempo de cura em relação à perda de umidade ficou difícil em

função das variáveis que ocorrem no meio ambiente (nebulosidade, vento, umidade relativa do ar, etc). Portanto o momento ideal de compactação deve ser definido na obra pelo controle de umidade encontrado em laboratório para atingir os parâmetros Marshall e de RT semelhantes ao da mistura projetada.

As tabelas 5.45 e 5.46 apresentam exemplos dos resultados dos valores de densidade aparente, volume de vazios obtidos pelo método Marshall modificado (DNER-ME 107/94) e da resistência à tração por compressão diametral (DNER-ME 138/94) com cura ao sol e em estufa.

A definição da umidade de compactação deve ser determinada, para cada tipo de emulsão através de tratamento estatístico para avaliar melhor a interação entre os valores de densidade aparente e resistência à tração, em relação aos tempos de cura após compactação.

Tabela 5.45: Parâmetros comparativos entre temperatura de cura da mistura ao sol e em estufa.

Emulsão: RL-1C - % CAP residual	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
Teor de umidade adicionada à areia	2%	2%	2%	2%	2%
Tempo de Cura CP compactado (horas)	96	96	96	96	96
Tempo de Cura CP à temp. ambiente (horas)	48	48	48	48	48
DENSIDADE MÁXIMA TEÓRICA	2,433	2,433	2,433	2,433	2,433
Tempo de Cura s/Compactar (minutos)	0	30	60	90	120
Temperatura: max. 50°C	SOL				
Umidade de compactação	5,7	4,2	3,2	2,4	-
Perda de umidade	0	26,3	43,9	57,9	
DENSIDADE APARENTE	1,850	1,850	1,833	1,831	-
% VAZIOS	24,0	24,0	24,7	24,7	-
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa)	0,254	0,268	0,288	0,321	-
Temperatura: 50°C	ESTUFA				
Umidade de compactação	5,7	4,9	4,5	4,3	4,0
Perda de umidade	0	14,0	21,1	24,6	29,8
DENSIDADE APARENTE	1,843	1,856	1,843	1,798	1,805
% VAZIOS	24,3	23,7	24,3	26,1	25,9
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa)	0,238	0,245	0,274	0,211	0,236

Tabela 5.46: Parâmetros comparativos entre temperatura de cura da mistura ao sol e em estufa.

Emulsão: RM-1C - % CAP residual	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
Teor de umidade adicionada à areia	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
Tempo de Cura CP compactado (horas)	96	96	96	96	96	96	96
Tempo de Cura CP à temp. ambiente (horas)	48	48	48	48	48	48	48
DENSIDADE MÁXIMA TEÓRICA	2,433	2,433	2,433	2,433	2,433	2,433	2,433
Tempo de Cura s/Compactar (horas)	0	1	2	3	4	5	6
Temperatura: max. 50°C	SOL						
Umidade de compactação	4,4	3,2	1,7	0,8	0,7	0,6	0,5
Perda de umidade	0	27,7	61,4	81,8	84,1	86,4	88,6
DENSIDADE APARENTE	1,811	1,807	1,797	1,817	1,769	1,817	1,779
% VAZIOS	25,6	25,8	26,2	25,4	27,3	25,4	26,9
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa)	0,125	0,134	0,200	0,151	0,197	0,148	0,170
Temperatura: 50°C	ESTUFA						
Umidade de compactação	4,4	3,9	3,1	2,9	2,2	1,2	0,6
Perda de umidade	0	11,4	29,5	34,1	50,0	72,7	86,4
DENSIDADE APARENTE	1,824	1,828	1,818	1,818	1,804	1,808	1,812
% VAZIOS	25,1	24,9	25,3	25,3	25,9	25,7	25,5
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa)	0,126	0,142	0,200	0,164	0,221	0,157	0,183

5.6 Processo de Cura Após a Compactação das Misturas Asfálticas a Frio

5.6.1 Considerações gerais

Segundo WALLER JR. (1980), os projetos de misturas a frio com emulsões asfálticas apresenta maior complexidade em função da dificuldade de reprodução no laboratório do processo de cura do campo. Ao avaliar métodos de projeto cita que alguns indicam cura a temperatura ambiente e outros em estufa. Observa também que alguns propõem cura dos corpos de prova dentro do molde, o que dificulta o processo de cura não tendo boa correlação entre procedimentos no laboratório e no campo. A resistência máxima (representada pela estabilidade) e algumas outras propriedades somente são obtidas com a perda quase total da água por evaporação. Isto pode ocorrer após meses ou até anos dependendo das condições ambientais, como já comentado.

MAMLOUK *et. al.* (1980) estudaram a cura de corpos de prova com emulsão asfáltica moldados no equipamento Marshall, por três procedimentos procurando correlacioná-los a cura no campo. No primeiro, representando a fase inicial após

construção do revestimento, o corpo de prova ficava em cura por apenas um dia a temperatura ambiente cerca de 22°C. No segundo, representando a fase intermediária no campo, o corpo de prova ficava em cura por três dias a temperatura ambiente de 22°C. No terceiro procedimento eles ficaram três dias curando em estufa a 49°C para representar a cura ao longo do tempo no campo.

MOULTHROP *et al.* (1997) comentam ser necessário melhor conhecimento no processo de cura das misturas a frio. Muitos projetos de mistura exigem muito tempo para completar o procedimento e mesmo etapas semelhantes para misturas compactadas geram propriedades completamente diferentes, devido a não uniformidade nos procedimentos de cura.

SILVEIRA (1999) comparou o desempenho das misturas a frio com emulsão convencional e emulsão polimerizada, utilizando a cura dos corpos de prova em estufa por 24 horas a uma temperatura de 60°C dentro dos moldes, DNER ME 107/94. Depois foram retirados dos moldes e colocados durante 7 dias a temperatura ambiente para completar a cura. Após este período para evitar a perda de umidade os corpos de prova foram colocados em sacos plásticos para manter a uniformidade da umidade no momento dos ensaios, independente da data de moldagem.

SILVA JÚNIOR e SÓRIA (2003) compararam o método de dosagem DNER ME 107/94 e uma proposta denominada de dosagem modificada. Nesta, o processo de cura desenvolveu-se à temperatura ambiente controlando-se a perda de umidade até o teor corresponde a 30% do inicial que ocorreu cerca de 6 horas depois de realizada a mistura asfáltica. A partir dos resultados obtidos sugerem revisão da norma com relação à cura antes da compactação das misturas, principalmente quando a emulsão asfáltica for do tipo RL-1C.

Segundo SERFASS *et al.* (2004), mistura asfáltica com emulsão tem comportamento peculiar durante o início de vida em serviço, em função de vários fatores como: presença de água, reatividade emulsão-agregado, coalescência, envolvimento da película asfáltica e desenvolvimento da coesão. Avaliando misturas a frio curadas no laboratório destacam que para reproduzir exatamente as condições de

cura no campo é muito complicado e, principalmente, demorado. Um método acelerado de cura é necessário. Os requisitos são:

- o processo de cura deve ser o mais rápido possível;
- deve produzir materiais em estado tão próximo quanto possível do local em estado de cura completa, chamado de “maduro”;
- não deve causar qualquer envelhecimento significativo do ligante asfáltico;
- o equipamento de laboratório não deve ser muito sofisticado.

SERFASS *et al.* (2004) concluem que para misturas a frio atingirem estado maduro de forma acelerada é necessário que os corpos de prova fiquem em cura por 14 dias a 35°C com umidade relativa de 20%. Este procedimento não causa nenhuma deterioração nas amostras e esta cura acelerada em laboratório corresponde a aproximadamente de 1 a 3 anos da mistura em campo sob clima temperado.

5.6.2 Definição tempo de cura em estufa

Observa-se na bibliografia com relação à cura das misturas a frio incessante busca dos pesquisadores para encontrar um método de ensaio que aproxime os resultados das propriedades mecânicas das misturas em laboratório e campo. A principal dificuldade é determinar durante o processo de cura o momento ideal com relação umidade que se deve compactar a mistura. Acrescente-se a isso a indefinição do tempo e da temperatura dos corpos de prova em cura na estufa e o tempo após compactação à temperatura ambiente.

Nesta pesquisa, a escolha dos tempos de cura teve como base o método para misturas a frio DNER ME 107/94. Alguns elementos foram pesquisados inicialmente e fixados tais como: o teor de CAP residual de 5,5%, representando a faixa de trabalho de 5,0 a 6,0%, água adicionada para umedecimento dos grãos com o ligante RL-1C ou RM-1C de 2% ou 1% em relação ao peso seco do agregado.

O processo de eliminação da umidade contida nas areias asfálticas a frio (água de molhagem + água da emulsão) durante a dosagem das misturas, foi desenvolvido no laboratório em três etapas, a saber:

1. iniciou-se com a cura da mistura solta em estufa a temperatura fixa em 50°C, definida em função da temperatura obtida pela massa exposta ao sol. Para as RL-1C adotaram-se os tempos 0, 30, 60, 90 e 120 minutos, e para as RM-1C os tempos de 0, 1, 2, 3, 4, 5 e 6 horas;
2. depois da compactação manual Marshall (50 golpes/face) conjuntamente com os moldes metálicos os corpos de prova foram colocados em estufa a 60°C (DNER ME 107/94) em tempos variando de 24, 48, 72 e 96 horas para os dois tipos de emulsões: cura pós compactação;
3. após a cura, nos tempos propostos, os corpos de prova eram retirados da estufa, desformados depois de esfriarem e colocados a temperatura ambiente no mínimo por 48 horas.

Foram analisados dois parâmetros: a densidade aparente e a resistência à tração estática (RT). A tabela 5.47 apresenta as médias (03 a 07 CPs) das densidades e resistências à tração nos tempos de cura da mistura (05 cps) *versus* tempos de cura pós compactação (04), em estufa, totalizando 79 corpos de prova com emulsão RL-1C. A figura 5.58 apresenta graficamente os resultados da densidade aparente e da RT nos respectivos tempos de cura que constam na tabela 5.48.

Tabela 5.47: Média dos ensaios de densidade aparente e resistência à tração em misturas com RL-1C.

Cura (min.)	Densidade Aparente (Dap)				Resistência à Tração Estática (RT)			
	24hs	48hs	72hs	96hs	24hs	48hs	72hs	96hs
0	1,840	1,849	1,837	1,852	0,174	0,211	0,250	0,253
30	1,843	1,845	1,848	1,858	0,196	0,249	0,250	0,294
60	1,829	1,853	1,820	1,829	0,195	0,276	0,248	0,302
90	1,832	1,832	1,825	1,822	0,219	0,239	0,221	0,240
120	1,828	1,815	1,832	1,803	0,221	0,240	0,275	0,236

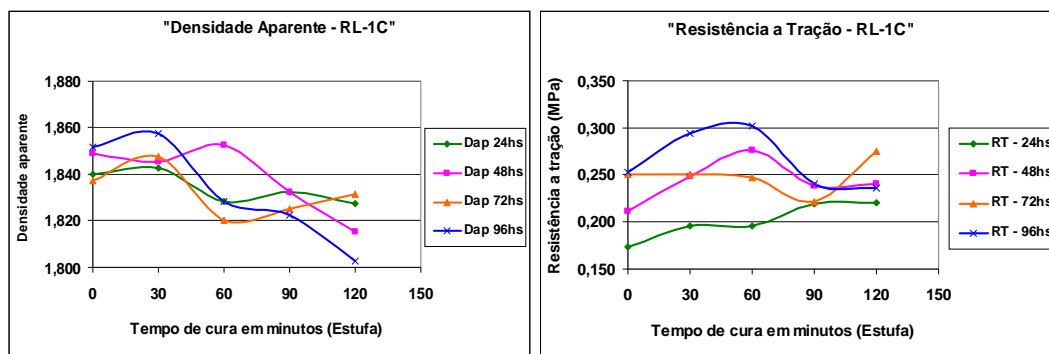


Figura 5.58: Apresenta graficamente os resultados da densidade aparente e RT da tabela 5.47.

No caso das misturas asfálticas com RM-1C foram realizados ensaios com tempo de cura da mistura variando de 0 a 6 horas e após a compactação a cura foi idêntica a da emulsão RL-1C. Neste experimento foram compactados 100 corpos de prova para ensaios de densidade aparente e de resistência à tração estática. Os resultados médios de 03 a 06 corpos de prova encontram-se na tabela 5.48, ilustrados graficamente, para melhor visualização, na figura 5.59.

Tabela 5.48: Média dos ensaios de densidade aparente e resistência à tração em misturas com RM-1C.

Cura (hs)	Densidade Aparente (Dap)				Resistência à Tração Estática (RT)			
	24hs	48hs	72hs	96hs	24hs	48hs	72hs	96hs
0	1,821	1,830	1,831	1,819	0,057	0,079	0,092	0,158
1	1,844	1,834	1,843	1,833	0,073	0,090	0,126	0,184
2	1,845	1,851	1,849	1,832	0,070	0,085	0,116	0,188
3	1,846	1,841	1,847	1,831	0,084	0,079	0,129	0,182
4	1,852	1,852	1,909	1,832	0,099	0,109	0,137	0,190
5	1,840	1,842	1,865	1,826	0,099	0,114	0,188	0,175
6	1,846	1,844	1,855	1,823	0,089	0,129	0,160	0,176

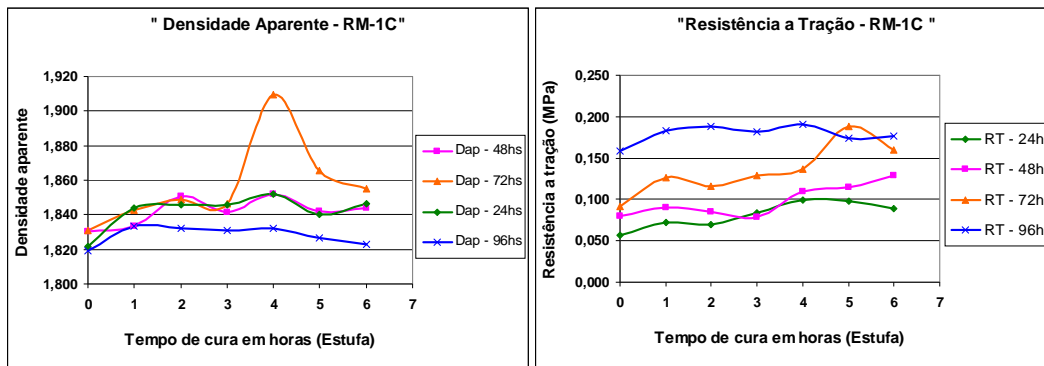


Figura 5.59: Apresenta graficamente os resultados da densidade aparente e RT da tabela 5.48

Analisando-se os resultados dos ensaios nas misturas a frio, não se encontrou relação direta entre a densidade aparente e a resistência à tração estática: nem sempre os valores maiores de densidade aparente correspondem a resistências mais elevadas. Dessa forma, para definição dos melhores tempos de curas das misturas com RL-1C e RM-1C foi considerada a interação destes dois parâmetros por tratamento estatístico descrito adiante.

5.6.3 Processo de cura a temperatura ambiente

A especificação DNER-ME 107/94 recomenda que ao ser concluído o processo de cura dos corpos de prova após a compactação, em estufa, estes devam ser removidos e colocados para esfriar a temperatura ambiente por um período de duas horas, no mínimo. Em seguida, envolver a amostra com papel filme e parafiná-la para a determinação da densidade aparente, depois se remove o invólucro e coloca-se o corpo de prova na estufa a 40°C por duas horas. A seguir mede-se a resistência através do ensaio de estabilidade.

Na presente pesquisa, definiu-se um período de cura a temperatura ambiente (máx. 31°C) por no mínimo 48 horas, a partir de observações visuais dos corpos de prova. Após a cura a temperatura ambiente os corpos de prova foram submetidos aos procedimentos para determinação das densidades aparentes e das resistências à tração. Em seguida, três partes dos corpos de prova foram coletadas visando avaliar a quantidade média restante de água nas amostras.

Na remoção das umidades finais foram utilizados dois métodos: estufa com temperatura entre 105 e 110°C e o Analisador de Umidade por Infravermelho (figura 5.60), equipamento apropriado para determinar rapidamente a umidade. Coloca-se uma quantidade da amostra dentro do equipamento e após pequeno intervalo um visor digital mostra o resultado da umidade. As tabelas 5.49 e 5.50 apresentam os teores finais médios das umidades restantes das mistura a frio com emulsão RL-1C e RM-1C respectivamente.



Figura 5.60: Analisador de Umidade por Infravermelho equipamento do LMP/UFC, que fornece com rapidez a umidade presente nas misturas (Fotos do autor).

Tabela 5.49: Umidade final média das misturas com emulsão RL-1C.

Tempo de Cura da mistura solta (minutos)	Tempo de Cura CPs compactados (horas)			
Cura à Temperatura Ambiente (máx. 31°C): mínimo 48 horas				
Temperatura = 50°C (Estufa)	Temperatura = 60°C (Estufa)			
	Umidade Final Média			
	24	48	72	96
0	0,20	0,10	0,19	0,20
30	0,14	0,19	0,10	0,16
60	0,21	0,19	0,18	0,19
90	0,15	0,26	0,15	0,19
120	0,09	0,28	0,17	0,13

Tabela 5.50: Umidade final média das misturas com emulsão RM-1C.

Tempo de Cura da mistura solta (horas)	Tempo de Cura CPs compactados (horas)			
Cura à Temperatura Ambiente (máx. 31°C): mínimo 48 horas				
Temperatura = 50°C (Estufa)	Temperatura = 60°C (Estufa)			
	Umidade Final Média			
	24	48	72	96
0	0,41	0,31	0,39	0,40
1	0,33	0,23	0,31	0,35
2	0,25	0,25	0,41	0,35
3	0,14	0,22	0,27	0,30
4	0,23	0,30	0,34	0,12
5	0,19	0,18	0,13	0,09
6	0,10	0,17	0,08	0,12

A identificação da umidade final dos corpos de prova é importante tendo em vista a influência nas propriedades da mistura. Portanto para a correta definição do valor da DMT (densidade máxima teórica) é importante saber se ainda existe água na mistura, visto que no cálculo leva-se em consideração apenas a presença de agregados e ligante.

Como visto nas tabelas 5.49 e 5.50 os percentuais de umidades remanescentes nos corpos de prova após a cura (mínimo 48 horas) nas misturas com RL-C e RM-1C são baixas. Para avaliar se existe ou não influência significativa da umidade restante nos valores da densidade máxima teórica e, em consequência, nos resultados dos parâmetros volumétricos das misturas (tabela 5.51). Como exemplo, tomou-se um ensaio com RL-1C e outro com RM-1C e considerou-se a máxima umidade encontrada em relação a cada mistura considerando que a mistura referência não tenha umidade residual.

Tabela 5.51: Apresenta teste com umidade restante máxima

Tipo de Emulsão	RL-1C		RM-1C	
	Mistura referênci	H final (máx.)	Mistura referênci	H final (máx.)
Traço da mistura em: (%)				
Areia	94,50	94,20	94,50	94,10
Água restante	-	0,30	-	0,40
CAP residual	5,50	5,50	5,50	5,50
Dens. real agregado	2,643	2,643	2,643	2,643
Densidade da água	-	1,000	-	1,000
Densidade do CAP	1,030	1,030	1,030	1,030
DMT	2,433	2,422	2,433	2,419
Densidade aparente	1,843	1,843	1,813	1,813
Vv (%)	24,3	23,9	25,5	25,0
VAM (%)	34,1	33,8	35,2	34,7
RBV (%)	28,9	29,2	27,5	27,9

Observa-se nos resultados da tabela 5.51, que há alteração das densidades máximas teóricas com redução em ambos os valores, o que já era esperado, tendo em vista que a densidade da água é inferior a dos agregados. Entretanto, esta não influenciou significativamente nos parâmetros volumétricos das misturas tanto com RL-1C quanto RM-1C. Assim, para se calcular pelo método Marshall, não é necessário levar em consideração a umidade restante, no caso de serem seguidos os procedimentos e os tempos de cura propostos nesta pesquisa. Apesar da existência de pequena quantidade de água a mistura pode ser considerada seca.

5.7 Tratamento Estatístico para Definição dos Tempos de Cura de Mistura a Frio Solta e Pós Compactada

5.7.1 Considerações iniciais

A estatística vem sendo cada vez mais utilizada como ferramenta de auxílio na tomada de decisão nas diversas áreas do conhecimento. Buscou-se definir um planejamento experimental capaz de avaliar a melhor densidade aparente e resistência à tração estática através de resultados previamente elaborados com diversos tempos de cura da mistura solta e compactada. Os ligantes utilizados na confecção dos corpos de prova foram a RL-1C e RM-1C.

Neste trabalho foi utilizado o software computacional R, que no meio acadêmico e científico vem sendo aplicado como ferramenta para auxiliar o desenvolvimento de análises estatísticas e gráficos (*R DEVELOPMENT CORE TEAM*, 2009). Trata-se de um software livre, que surgiu na Universidade de Auckland, Nova Zelândia, em 1996, desenvolvido pelos professores de estatística Ross Ihaka e Robert Gentleman. Os pesquisadores distribuíram o código com software de fonte aberta para produzir tecnologia mais próxima das necessidades dos alunos de estatística já que a quase totalidade dos softwares de análises de dados tem aplicação complicada por serem criados por cientistas da área de computação (VANCE, 2009).

5.7.2 Metodologia

No planejamento experimental a técnica estatística utilizada será a Análise Fatorial (WINNER, 1971 e MONTGOMERY, 1984). Nesse experimento serão consideradas duas variáveis respostas de estudo para dois tipos de emulsão estabelecidos: RL-1C e RM-1C. Existem medidas com relação à resistência à tração estática, bem como, da densidade aparente das misturas asfálticas a frio. Em cada variável resposta é analisada a sua evolução em diferentes níveis de tempo referente à mistura solta (Fator A) e outros níveis de tempo em relação à mistura compactada (Fator B). Assim, será aplicado o modelo estatístico (eq. 5.5) para cada variável resposta:

$$y_{ij} = \mu + A_i + B_j + (AB)_{ij} + \varepsilon_{ij}; \text{ onde } \varepsilon_{ij} \sim N(0, \sigma^2) \quad (5.5)$$

onde:

- y_{ij} é a observação do i -ésimo tempo na mistura solta no j -ésimo tempo na mistura compactada;
- μ é a média geral;
- A_i é o efeito do i -ésimo tempo na mistura solta;
- B_j é o efeito do j -ésimo tempo na mistura compactada;
- $(AB)_{ij}$ é o efeito da interação do i -ésimo tempo das misturas solta e o j -ésimo tempo da mistura compactada e
- ε_{ij} é o erro aleatório.

O teste de homogeneidade é utilizado para comparar as variâncias de duas ou mais populações. O teste de Bartlett é aplicado para verificar se as populações são

homogêneas, se apresentam distribuição normal. Os procedimentos adotados para o teste das hipóteses são:

- H_0 - As variâncias entre as populações são homogêneas ($\sigma_1^2 = \sigma_2^2 = \dots = \sigma_n^2 = \sigma^2$)
- H_1 - Pelo menos uma das populações possui variabilidade diferente das demais.
- Escolha da significância α - ($\alpha = 0,05$)

Portanto no caso do valor do nível descritivo (p-valor) ser menor que o nível de significância a hipótese nula é rejeitada e conclui-se que as variâncias são heterogêneas. Caso isso ocorra é necessário fazer uma transformação das observações. Se o nível descritivo (p-valor) for maior que o nível de significância, se aceita H_0 e conclui-se que as variâncias são homogêneas.

Na realização do teste de normalidade dos resíduos uma das exigências do modelo matemático para validar a análise da variância, é que os erros tenham distribuição normal. Teste Shapiro-Wilks, proposto em 1965, calcula uma estatística W que testa se uma amostra aleatória de tamanho n provém de uma distribuição normal. Valores pequenos de W são evidências de desvios da normalidade e pontos percentuais para a estatística W, podem ser obtidos via simulação de Monte Carlo. As hipóteses a serem testadas são:

- H_0 - A amostra segue distribuição normal.
- H_1 - A amostra não segue distribuição normal.
- Escolha da significância α - ($\alpha = 0,05$)

Quando o valor do nível descritivo (p-valor) for menor que o nível de significância a hipótese nula é rejeitada e conclui-se que a amostra não segue distribuição normal. Porém, se o nível descritivo (p-valor) for maior que o nível de significância, não rejeita H_0 e conclui-se que a amostra segue a distribuição normal.

Para a análise de variância fatorial (ANOVA), em questão, será realizados testes das hipóteses em relação se há efeito do fator 1 (Tempo na mistura solta), do fator 2

(tempo na mistura compactada) e da interação dos dois fatores. Logo, devem ser realizados os três testes:

Hipótese 1

- H_0 - Os tempos da mistura solta são iguais;
- H_1 - Pelo menos um dos tempos da mistura solta é diferente dos demais;
- Escolha da significância α - ($\alpha= 0,05$).

Hipóteses 2

- H_0 - Os tempos das misturas compactadas são iguais;
- H_1 - Pelo menos um dos tempos da mistura compactada é diferente dos demais;
- Escolha da significância α - ($\alpha= 0,05$).

Hipóteses 3

- H_0 - a interação entre os tempos não é significativa;
- H_1 - a interação entre os tempos é significativa;
- Escolha da significância α - ($\alpha= 0,05$).
-

Caso a interação seja significativa (p -valor $< \alpha$) desconsidera-se o fato dos fatores serem significativos (ou não) isoladamente e dessa forma deve-se analisar cada cruzamento de tempo, pois pelo menos um destes difere das demais interações. Caso contrário, analisa-se cada tempo especificamente (dado que o fator seja mesmo significativo), assim os tempos, para determinada mistura, não são iguais.

No teste de comparação múltipla, caso um deste aponte algum efeito será aplicado o teste de Tukey. O Teste de Tukey é utilizado quando se deseja comparar todos os pares de médias de r populações, adotando-se um único nível de confiança. O teste consiste em calcular um valor, acima do qual, a diferença entre duas médias amostrais (em absoluto) é significativamente diferente de zero. As hipóteses testadas são:

- $H_0: \mu_i - \mu_j = 0$ (as médias são iguais);
- $H_1: \mu_i - \mu_j \neq 0$ (as médias são diferentes);
- Escolha da significância α - ($\alpha= 0,05$).

Quando o valor do nível descritivo (p-valor) for menor que o nível de significância a hipótese nula é rejeitada e conclui-se que as médias são diferentes. Porém, se o do nível descritivo (p-valor) for maior que o nível de significância, não rejeita H_0 e conclui-se que as médias são iguais. Caso a interação seja significativa, a comparação tem que ser feita fixando um dos níveis de algum fator, ou seja, fixar um tempo em uma das misturas e comparar os tempos do outro tipo de mistura.

5.7.3 Análise de densidade aparente e resistência à tração estática das misturas com RL-1C

Aplicou-se o tratamento estatístico nos resultados de 85 ensaios realizados em corpos de prova com areia do rio Aracoiaba e emulsão do tipo RL-1C. As características das misturas a serem analisadas são a densidade aparente (tabela 5.52) e resistência à tração estática (tabela 5.55) segundo a metodologia descrita, a saber:

- **DENSIDADE APARENTE**

Os resultados dos ensaios estão agrupados na tabela 5.52.

Tabela 5.52: Resultados da densidade aparente em CPs com RL-1C.

Tempo1	Tempo 2				Tempo1	Tempo 2			
	24h	48h	72h	96h		24h	48h	72h	96h
0 min	1,854	1,845	1,860	1,843	90 min	1,818	1,806	1,829	1,798
	1,832	1,838	1,834	1,889		1,851	1,839	1,813	1,829
	1,835	1,864	1,818	1,823		1,830	1,851	1,834	1,840
	-	-	-	1,793		1,831	1,833	1,830	1,828
	-	-	-	-		-	1,832	1,824	-
30 min	1,837	1,857	1,848	1,831	120 min	1,827	1,835	1,844	1,816
	1,851	1,860	1,816	1,856		1,826	1,824	1,830	1,791
	1,841	1,842	1,858	1,871		1,846	1,802	1,826	1,807
	1,843	1,832	1,868	1,871		1,811	1,800	1,826	1,797
	-	1,820	-	1,816		-	-	-	-
	-	1,854	-	-		-	-	-	-
60 min	-	1,852	-	-	-	-	-	-	-
	1,856	1,845	1,825	1,843		-	-	-	-
	1,841	1,841	1,847	1,836		-	-	-	-
	1,805	1,854	1,802	1,817		-	-	-	-
	1,812	1,856	1,806	1,818		-	-	-	-
-	1,866	-	1,822	-	-	-	-		

Teste de variâncias:

O teste Bartlett foi utilizado para testar a homogeneidade das variâncias, encontrando-se os seguintes resultados: Bartlett's K-squared (K^2) = 22,4009, gl = 19, p-valor = 0,2648.

Como o p-valor é maior do que o nível significância ($\alpha = 0,05$) considera-se que há homogeneidade das variâncias.

Teste de normalidade dos resíduos:

A aplicação do teste de normalidade Shapiro-Wilk apresentou como resultados: $W = 0,989$, p-valor = 0,6959. Portanto os resíduos seguem distribuição normal para um nível de significância de 5%.

Análise de variância (ANOVA):

A tabela 5.53 apresenta os resultados dos testes estatísticos realizados pela ANOVA.

Tabela 5.53: Resultados da ANOVA.

Fator	gl	SQ	QM	Valor F	p-valor
Tempo 1	4	0,00756	0,00189	5,9389	0,0004
Tempo 2	3	0,00122	0,00041	1,2788	0,2891
Tempo 1 \times Tempo 2	12	0,00425	0,00035	1,1147	0,3641
Resíduos	65	0,02067	0,00032	-	-
Total	84	0,03370	-	-	-

Observa-se que a interação entre os dois tempos não é significativa, pois seu p-valor é maior do que o nível de significância estabelecido. Assim pode-se dizer que os dois fatores juntos não causam nenhum efeito na densidade. Também é possível observar que os tempos da mistura compactada são iguais entre si, ou seja, não causam nenhum efeito independente do tempo. Já no caso da mistura solta, os tempos são considerados com algum tipo de diferença entre eles. A tabela 5.54 apresenta o teste da diferença de médias de Tukey.

Tabela 5.54: Teste de Tukey

Comparação - Tempo 1 (min)	Diferença	p-valor
0-30	-0,0056	0,9036
0-60	0,0078	0,7569
0-90	0,0120	0,3596
0-120	0,0214	0,0171
30-60	0,0133	0,1589
30-90	0,0175	0,0282
30-120	0,0270	0,0003
60-90	0,0042	0,9534
60-120	0,0136	0,1833
90-120	0,0094	0,5428

Os únicos tempos diferentes entre si são 0 e 120, 30 e 90, 30 e 120. Assim temos que as melhores densidades são nos tempos 30 (1,846), 0 (1,841) e 60 (1,833) minutos ilustrado na figura 5.61.

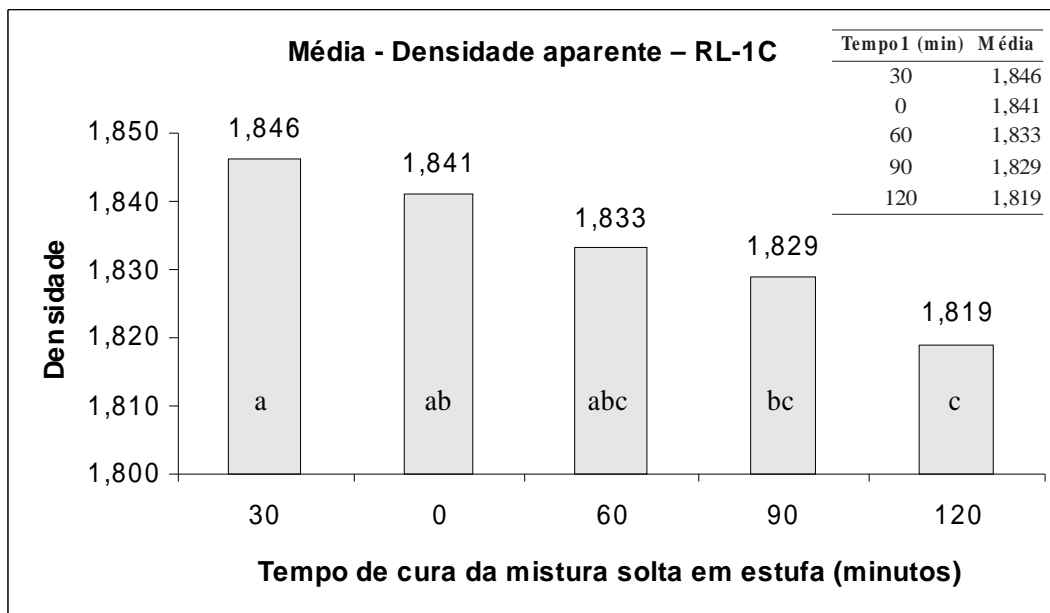


Figura 5.61: Interações tempo em minutos da mistura solta versus densidade aparente.

- **RESISTÊNCIA À TRAÇÃO ESTÁTICA**

Os resultados dos ensaios estão agrupados na Tabela 5.55.

Tabela 5.55: Resultados da resistência à tração estática em CPs com RL-1C.

Tempo1	Tempo 2				Tempo1	Tempo 2			
	24h	48h	72h	96h		24h	48h	72h	96h
0 min	0,183	0,200	0,224	0,238	90 min	0,176	0,209	0,222	0,211
	0,144	0,195	0,266	0,256		0,198	0,244	0,210	0,260
	0,194	0,238	0,260	0,265		0,252	0,253	0,232	0,249
	-	-	-	0,233		0,251	0,240	0,261	0,244
	-	-	-	-		-	0,247	0,258	-
30 min	0,167	0,212	0,236	0,245	120 min	0,219	0,206	0,298	0,236
	0,191	0,206	0,220	0,274		0,222	0,232	0,247	0,236
	0,222	0,212	0,267	0,295		-	0,256	0,256	0,235
	0,202	0,263	0,280	0,254		-	0,266	-	0,236
	-	0,253	-	-		-	-	-	-
	-	0,241	-	-		-	-	-	-
60 min	0,217	0,240	0,235	0,274	-	-	-	-	-
	0,172	0,258	0,277	0,285		-	-	-	-
	0,183	0,247	0,216	0,295		-	-	-	-
	0,210	0,262	0,263	0,255		-	-	-	-

Teste de variâncias:

O teste Bartlett foi utilizado para testar a homogeneidade das variâncias, encontrando-se os seguintes resultados: Bartlett's K-squared (K^2) = 27,5409, gl = 19, p-valor = 0,0927. A hipótese de homogeneidade das variâncias não é rejeitada tendo em vista que o p-valor é maior que o nível de significância ($\alpha=0,05$)

Teste de normalidade dos resíduos:

O teste de normalidade Shapiro-Wilk apresentou como resultados: $W = 0,9656$, p-valor = 0,0334. Portanto os resíduos não seguem distribuição normal para um nível de significância de 5%. Por essa razão, será necessário fazer uma transformação das observações, pois os seus resíduos não seguem normalidade. Aplica-se uma transformação tirando a raiz quadrada de cada observação. Assim realiza novamente os mesmos testes utilizados anteriormente.

2º Teste de variâncias (Dados transformados):

Realizou-se novo teste de Bartlett de homogeneidade de variâncias com os dados transformados tendo sido encontrados: Bartlett's K-squared (K^2) = 28,5842, gl = 19, p-

valor = 0,0728. De acordo com o p-valor calculado a partir dos dados transformados constata-se que as variâncias são homogêneas.

2º Teste de normalidade de resíduos (Dados transformados):

No novo teste de normalidade Shapiro-Wilk encontrou-se: $W = 0,969$, p-valor = 0,0538. Agora os resíduos seguem distribuição normal a um nível de significância de 5%.

Análise de Variância (ANOVA):

A tabela 5.56 apresenta os resultados dos testes estatísticos realizados através da análise de variância.

Tabela 5.56: Resultados da ANOVA.

Fator	gl	SQ	QM	Valor F	p-valor
Tempo 1	4	0,00407	0.00102	1.7998	0.1412
Tempo 2	3	0,03548	0.01183	20.9351	0.0000
Tempo 1 × Tempo 2	12	001169	0.00097	1.7239	0.0850
Resíduos	58	0.03276	0.00057	-	-
Total	77	0.08399	-	-	-

Para a resistência ocorre o mesmo quanto à interação. Nota-se que os dois fatores juntos não causam nenhum efeito na resistência, pois seu p-valor é maior do que o nível de significância estabelecido. Observou-se também que os tempos da mistura solta são iguais entre si, ou seja, não causam nenhum efeito independente do tempo. Já no caso da mistura compactada, os tempos são considerados com algum tipo de diferença entre eles. Fazendo o teste da diferença de médias de Tukey os resultados são apresentados na tabela 5.57.

Tabela 5.57: Teste de Tukey

Comparação - Tempo 2 (h)	Diferença	p-valor
48-24	0,0378	0,00004
72-24	0,0516	0,00000
96-24	0,0570	0,00000
72-48	0,0139	0,25567
96-48	0,0192	0,05323
96-72	0,0054	0,89445

O único tempo diferente dos demais é o nível de tempo 24 horas, pois não se assemelha aos outros níveis. Assim temos que as melhores resistências são nos tempos 48, 72 e 96 horas, por serem significativamente iguais. Na figura 5.62 são apresentados os dados das médias das resistências para cada tempo de cura da mistura compactada obtidos de valores transformados através da raiz quadrada de cada observação.

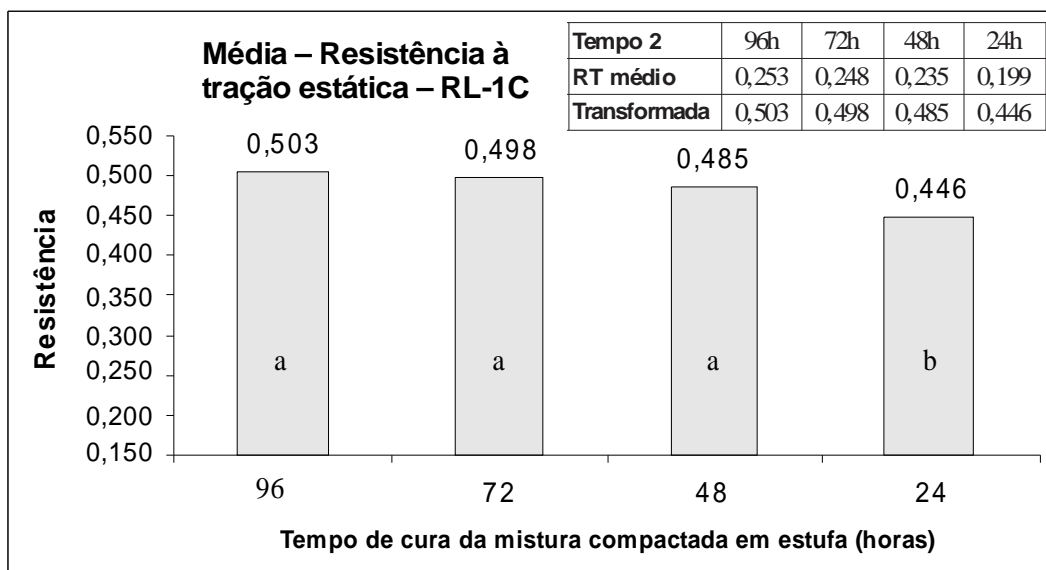


Figura 5.62: As médias das resistências são valores transformados, obtidos através da raiz quadrada de cada observação.

5.7.4 Análise de densidade aparente e resistência à tração estática das misturas com RM-1C

Nas amostras com ligante do tipo RM-1C foi realizada a mesma técnica estatística utilizada nas misturas com RL-1C. As análises foram aplicadas nos resultados de 95 ensaios de densidade aparente (tabela 5.58) e resistência à tração estática (tabela 5.62) segundo a metodologia descrita anteriormente, a saber:

- **DENSIDADE APARENTE**

Os resultados dos ensaios estão agrupados na Tabela 5.58.

Tabela 5.58: Resultados da densidade aparente em CPs com RM-1C.

Tempo1	Tempo 2				Tempo1	Tempo 2			
	24h	48h	72h	96h		24h	48h	72h	96h
0h	1,822	1,843	1,834	1,824	4h	1,846	1,825	1,926	1,804
	1,830	1,824	1,831	1,806		1,881	1,861	1,922	1,813
	1,812	1,824	1,829	1,813		1,829	1,836	1,881	1,816
	-	-	-	1,834		-	-	-	1,838
	-	-	-	-		-	-	-	1,855
1h	1,844	1,828	1,837	1,828	5h	1,846	1,825	1,926	1,804
	1,849	1,834	1,826	1,805		1,881	1,861	1,922	1,813
	1,838	1,838	1,866	1,834		1,829	1,836	1,881	1,816
	-	-	-	1,845		-	-	-	1,838
	-	-	-	-		-	-	-	1,855
2h	1,844	1,834	1,849	1,818	6h	1,846	1,825	1,926	1,804
	1,847	1,863	1,841	1,812		1,881	1,861	1,922	1,813
	1,845	1,856	1,857	1,821		1,829	1,836	1,881	1,816
	-	-	-	1,854		-	-	-	1,838
	-	-	-	-		-	-	-	1,855
3h	1,841	1,847	1,840	1,818	-	-	-	-	-
	1,846	1,836	1,848	1,813		-	-	-	-
	1,849	1,842	1,852	1,817		-	-	-	-
	-	-	-	1,852		-	-	-	-
	-	-	-	1,853		-	-	-	-

Análise de variância (ANOVA):

Os resultados dos testes estatísticos realizados através da análise de variância (ANOVA) são apresentados na tabela 5.59.

Tabela 5.59: Resultados da ANOVA

Fator	gl	SQ	QM	Valor F	p-valor
Tempo 1	6	0,00522	0,00087	3,3362	0,0062
Tempo 2	3	0,01480	0,00493	18,9042	0,0000
Tempo 1 × Tempo 2	18	0,00914	0,00051	1,9455	0,0263
Resíduos	67	0,01748	0,00026	-	-
Total	94	0.04664	-	-	-

Os resultados mostram que a interação entre os dois tempos é significativa, pois seu p-valor é menor do que o nível de significância estabelecido. Assim pode-se destacar que os dois fatores juntos causam efeito na densidade. Fazendo o teste da diferença de médias de Tukey para as médias da densidade aparente cujos resultados encontra-se na tabela 5.60, onde estão os cruzamentos que possuem uma diferença significativa de outro cruzamento ($\alpha=5\%$).

Tabela 5.60: Teste de Tukey

Tempo 1(h) :Tempo 2(h)	Diferença	p-valor
4:72-4:24	0,0577	0,01117
4:72-4:48	0,0690	0,00056
4:96-4:72	-0,0844	0,00000
5:96-5:72	-0,0465	0,04135
4:72-0:72	0,0783	0,00004
4:72-1:72	0,0667	0,00108
4:72-2:72	0,0607	0,00528
4:72-3:72	0,0630	0,00288

Como os demais testes são considerados que as médias são iguais entre si, destacou-se para observação as sete melhores interações com melhor densidade (tabela 5.61). O gráfico espacial das interações selecionadas é apresentado na figura 5.63.

Tabela 5. 61: As sete melhores interações com densidade aparente.

Cruzamento	4:72	5:72	6:72	4:24	2:48	2:72	3:72
Média	1,9097	1,8653	1,8550	1,8520	1,8510	1,8490	1,8467

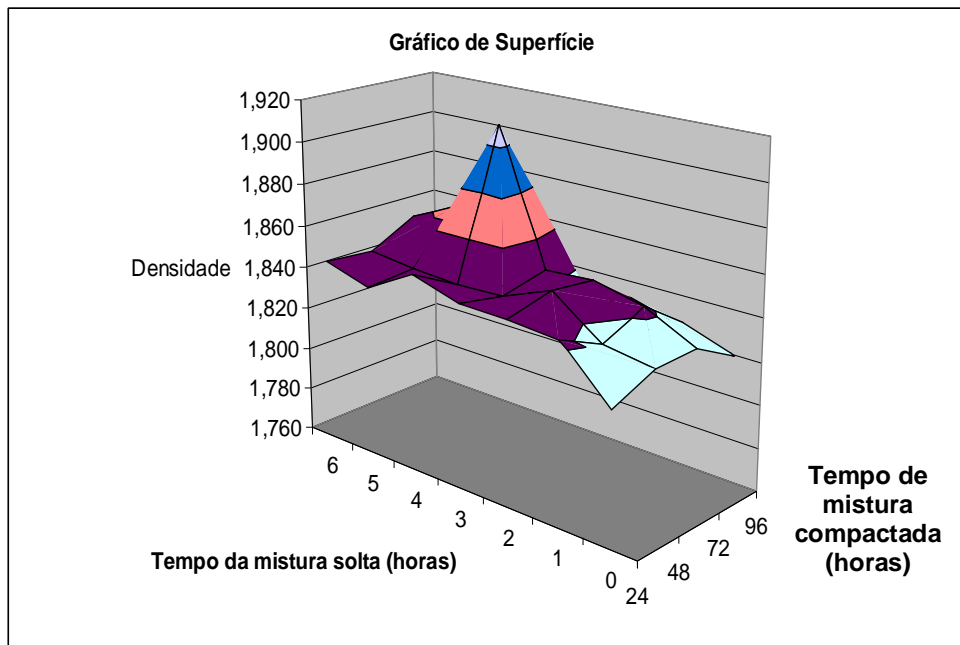


Figura 5.63: As sete melhores interações com melhor densidade aparente.

- **RESISTÊNCIA À TRAÇÃO ESTÁTICA**

Resultados dos ensaios:

Tabela 5.62: Resultados da resistência à tração estática em CPs com RM-1C.

Tempo1	Tempo 2				Tempo1	Tempo 2			
	24h	48h	72h	96h		24h	48h	72h	96h
0h	0,053	0,082	0,100	0,126	4h	0,091	0,100	0,125	0,221
	0,071	0,084	0,086	0,132		0,116	0,117	0,114	0,163
	0,048	0,072	0,091	0,197		0,091	0,110	0,171	0,174
	-	-	-	0,177		-	-	-	0,236
	-	-	-	-		-	-	-	0,156
1h	0,060	0,094	0,125	0,142	5h	0,081	0,108	0,188	0,157
	0,080	0,090	0,109	0,152		0,120	0,118	0,187	0,178
	0,079	0,086	0,143	0,230		0,095	0,117	0,189	0,178
	-	-	-	0,210		-	-	-	0,177
	-	-	-	-		-	-	-	0,163
2h	0,063	0,099	0,107	0,200	6h	0,079	0,109	0,160	0,198
	0,062	0,084	0,114	0,171		0,097	0,160	0,164	0,169
	0,084	0,071	0,127	0,177		0,090	0,119	0,158	0,174
	-	-	-	0,212		-	-	-	0,183
	0,079	0,098	0,119	0,164		-	-	-	0,175
3h	0,094	0,073	0,119	0,189	-	-	-	-	-
	0,078	0,066	0,150	0,178		-	-	-	-
	-	-	-	0,215		-	-	-	-
	-	-	-	0,162		-	-	-	-
	-	-	-	1,853		-	-	-	-

Teste de variâncias

A homogeneidade da variância foi realizada através do teste de Bartlett encontrando os seguintes valores: Bartlett's K-squared (K^2) = 49,5834, gl = 27, p-valor = 0,005082. Como o p-valor é menor que o nível de significância (0,05) a hipótese nula é rejeitada, portanto as variâncias são heterogêneas.

Assim, foi realizada uma transformação nos dados das misturas com RM-1C. Aplicou-se o inverso da raiz quadrada mais 0,1 (equação 5.7) em cada cruzamento de tempo.

$$TD = \frac{1}{\sqrt{y + 0,1}} \quad (5.7)$$

onde:

TD – transformação de dados
y - dados

2º Teste de variâncias (Dados transformados)

Um novo teste de Bartlett de homogeneidade de variâncias foi realizado com os dados transformados onde foram encontrados os seguintes valores: Bartlett's K-squared = 37,2154, gl = 27, p-valor = 0,09112. De acordo com o p-valor calculado a partir dos dados transformados cujo valor é maior do que o nível de significância (5%) considera-se a hipótese de homogeneidade das variâncias.

Teste de normalidade dos resíduos (Dados transformados)

No teste de normalidade dos resíduos de Shapiro-Wilk foram encontrados os seguintes resultados: $W = 0,9736$, p-valor = 0,05177. Portanto conclui-se que os resíduos seguem distribuição normal a um nível de significância de 5%.

Análise de Variância (ANOVA)

Os resultados dos testes estatísticos realizados através da análise de variância (ANOVA) são apresentados na tabela 5.63.

Tabela 5.63: Resultados da ANOVA.

Fator	gl	SQ	QM	Valor F	p-valor
Tempo 1	6	0,56970	0,09495	14,2812	0,0000
Tempo 2	3	3,08776	1,02925	154,8072	0,0000
Tempo 1 × Tempo 2	18	0,29176	0,01621	2,4379	0,0045
Resíduos	67	0,04505	0,00067	-	-
Total	94	3,99427	-	-	-

Deve-se destacar que a interação entre os dois tempos é significativa, pois seu p-valor é menor do que o nível de significância estabelecido. Dessa forma pode-se dizer que os dois fatores juntos causam efeito na resistência. Fazendo o teste da diferença de médias de Tukey encontram-se os seguintes resultados (tabela 5.64) com os cruzamentos que diferem dos outros a um nível de 5% de significância (os demais são significativamente iguais).

Tabela 5.64: Teste de Tukey

Tempo 1(h) :Tempo 2(h)	Diferença	p-valor	Tempo 1(h) :Tempo 2(h)	Diferença	p-valor
0:96-0:24	-0,5461	0.00000	5:72-5:24	-0.3856	0.00007
0:96-0:48	-0,3835	0.00001	5:72-5:48	-0.2970	0.00839
1:72-1:24	-0,2988	0.00766	5:96-5:24	-0.3259	0.00023
1:96-1:24	-0,5165	0.00000	5:96-5:48	-0.2372	0.03697
1:96-1:48	-0,4040	0.00000	6:72-6:24	-0.3449	0.00068
2:72-2:24	-0,2781	0.02073	6:96-6:24	-0.4122	0.00000
2:96-2:24	-0,5716	0.00000	4:24-0:24	-0.2821	0.01719
2:96-2:48	-0,4711	0.00000	5:24-0:24	-0.2757	0.02310
2:96-2:72	-0,2936	0.00358	5:72-0:72	-0.4176	0.00001
3:72-3:48	-0,2774	0.02136	5:72-2:72	-0.2894	0.01212
3:96-3:24	-0,4471	0.00000	6:48-0:48	-0.2670	0.03413
3:96-3:48	-0,4810	0.00000	6:48-3:48	-0.2735	0.02553
4:96-4:24	-0,3773	0.00001	6:72-0:72	-0.3222	0.00231
4:96-4:48	-0,3229	0.00028			

Selecionaram-se as melhores sete médias da resistência à tração estática com suas respectivas interações apresentadas na tabela 5.65. Quando se pretende obter o valor máximo dos dados originais, deve-se encontrar o mínimo nos dados transformados. Isto significa que o tempo 1 em 2 horas e o tempo 2 em 48 horas produzem a maior resistência. O gráfico espacial das interações selecionadas é apresentado na figura 5.64

Tabela 5.65: As sete melhores interações de resistência à tração estática.

Cruzamento	0:24	2:24	1:24	3:48	0:48	3:24	2:48
Média (dados não transformados)	0,0573	0,0697	0,0730	0,0857	0,0793	0,0837	0,0847
Média (dados transformados)	2.5247	2.4309	2.4069	2.3687	2.3622	2.3347	2.3304

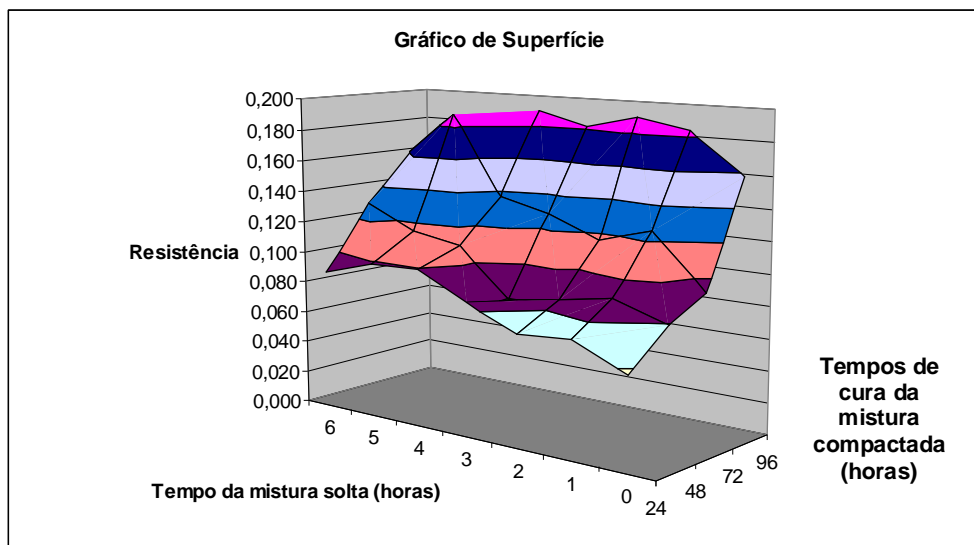


Figura 5.64: As sete melhores interações com os valores originais da resistência à tração estática.

5.7.5 Considerações finais

A partir dos resultados dos ensaios de densidade aparente e de resistência à tração estática foram realizados testes estatísticos para os dois tipos de emulsões asfálticas (RL-1C e RM-1C), os quais se observa que o comportamento entre eles possui uma relação inversa. Deve-se destacar que as melhores densidades aparentes localizam-se em tempos de mistura solta mais baixos enquanto que no caso das melhores resistências à tração ocorrem em tempos mais elevados.

Definindo um cruzamento de tempos específicos para as duas variáveis, considera-se que para a emulsão RL-1C, o cruzamento ideal para uma melhor densidade aparente e melhor resistência à tração estática é no nível 30 minutos na mistura solta com 48 horas na mistura compactada. Enquanto que na emulsão RM-1C foi observado que a melhor interação é nos níveis de tempo de 2 horas na mistura solta com 48 horas na mistura compactada, pois é visto que possui a melhor média para a densidade aparente e resistência à tração estática.

5.8 Simulação em Laboratório das Condições de Campo das Misturas a Frio

5.8.1 Estudo comparativo de misturas no campo x laboratório

Uma mistura de areia do rio Aracoiaba e emulsão RM-1C, realizada em usina no Distrito Operacional, foi levada ao Laboratório do DER / CE para extração de CAP residual. Esta apresentou um teor médio de 5,5% de CAP residual (~ 8,9% de emulsão) considerado como teor de projeto para esta areia. Entretanto pôde-se observar na mistura, que o CAP não envolvia bem os grãos, principalmente os mais graúdos, dando a impressão de que o teor de ligante estava abaixo do necessário. O problema da mistura analisada não estava no teor e sim provavelmente no processo de usinagem. Não se teve informação do tempo de cura da mistura no campo.

Uma mistura com igual teor de CAP residual foi executada em laboratório para comparação. A cura foi de 5 horas à temperatura ambiente. Uma evidência já observada é que com emulsões RM-1C não se consegue envolver satisfatoriamente o agregado graúdo com betume. Entretanto a diferença entre as misturas em usina no campo e a preparada em laboratório foi significativa, como ilustra a figura 5.65.



Figura 5.65: Aspectos das misturas a frio com areia do rio Aracoiaba, realizadas em laboratório (A) e em usina no campo (B) (Fotos do autor).

Os corpos de prova (CPs) foram moldados com compactador manual na energia Marshall com 50 golpes/face e peso total de 920g para ambas as misturas. A tabela 5.66

apresenta os parâmetros Marshall das misturas, evidenciando a importância destes para a qualidade da massa. O teor de CAP residual da emulsão foi de 5,5% nos dois casos. O ensaio foi realizado após a cura dos CPs por 96 horas. Consta-se pelos resultados que a mistura bem executada aumenta a qualidade da massa. Isso fica evidenciado pelo maior valor de densidade aparente e menor volume de vazios obtidos em laboratório. Não foi determinada a resistência à tração estática destas misturas.

Tabela 5.66: Parâmetros Marshall das misturas laboratório x campo.

Rio	Emulsão: RM-1C	CP – A (laboratório)	CP – B (campo)
Aracoiaba	% CAP residual	5,5	5,5
	Altura média dos CPs	6,44	6,67
	Diâmetro médio dos CPs	10,12	10,14
	Densidade Máxima Teórica	2,443	2,443
	Densidade Aparente	1,740	1,675
	% VAZIOS	28,5	31,2
	% RBV	24,6	22,3
	% V.A.M.	37,8	40,1

5.8.2 Estudo do comportamento da mistura solta no campo com o tempo de cura

No Ceará é prática corrente a preparação da mistura de areia asfáltica a frio com emulsão RM-1C e deixá-la enleirada por vários dias para ser utilizada nos serviços de conserva do tipo tapa buraco, pequenas restaurações e correção de erosão nas bordas dos pavimentos. Utilizando a mistura padrão adotada nesta pesquisa, iniciou-se no laboratório do DER / CE, um estudo com areia do rio Aracoiaba e emulsão RM-1C, visando observar o comportamento da mistura com tempo de cura antes da compactação. Algumas condições foram fixadas, a saber:

- as misturas foram compactadas (dois CPs por condição) após cura com 5, 24, 48, 96 e 168 horas;
- o peso da mistura para compactação foi de 905,0g, procurando obter altura do CP em torno de 6,35 cm;
- cura na temperatura ambiente, com a massa sendo aerada uma vez ao dia;
- antes da compactação, a mistura era levada ao sol por um período de 30 a 60 minutos (temperatura em torno de 50 °C);
- a temperatura de compactação após cura de 40°C;

- os parâmetros analisados foram: densidade aparente, volume de vazios da mistura e resistência à tração.

A mistura asfáltica a frio foi preparada em quantidade suficiente para a moldagem dos CPs e também quantidade para extração de betume pelo rotarex para confirmação do teor de CAP residual que foi de 5,6%.

A energia de compactação utilizada foi de 50 golpes/face. A tabela 5.67 apresenta os resultados das características volumétricas da mistura a frio obtidas através do método Marshall modificado (DNER 107/94). Os CPs ficaram em cura a temperatura ambiente por período de 60 dias para serem rompidos no ensaio de resistência à tração estática.

Tabela 5.67: Características volumétricas da mistura a frio utilizando o método Marshall.

Emulsão: RM-1C	Média	Média	Média	Média	Média
Tempo de Cura s/Compactar	5 horas	24 horas	48 horas	96 horas	168 horas
% CAP residual (62%)	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
Diâmetro do CP (cm)	10,16	10,17	10,17	10,16	10,18
Altura do CP (cm)	5,94	5,98	6,18	6,19	6,31
Densidade Máxima Teórica	2,433	2,433	2,433	2,433	2,433
Densidade Aparente	1,818	1,801	1,801	1,785	1,761
% VAZIOS	25,3	26,0	26,0	26,6	27,6
% RBV	27,7	27,0	27,0	26,4	25,4
%V.A.M.	35,0	35,6	35,6	36,2	37,0
Tempo pós compactação (dias)	60	60	60	60	60
Resistência à Tração (MPa)	0,123	0,122	0,147	0,153	0,142

Os resultados mostraram que a densidade aparente diminuiu com o tempo de cura da mistura e conseqüentemente o volume de vazios aumentou, entretanto pôde-se constatar que houve aumento na resistência a tração possivelmente pela perda do solvente presente na mistura. Portanto, a densificação da mistura no campo será prejudicada no caso a massa ficar muito tempo estocada antes da compactação, podendo ocasionar o surgimento de deformação permanente.

5.9 Considerações Finais

A pesquisa iniciou com a definição de três faixas granulométricas (I-grossa, II-média e III-fina) baseada em levantamentos de pouco mais de 280 amostras de areias de rio existentes no estado do Ceará. Após a visita a parte da malha com revestimento em AAUF, adotou-se nesta pesquisa a faixa I grossa (tabela 5.68), representadas pelas areias dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe. A escolha da granulometria mais grossa deveu-se a dois aspectos importantes na engenharia: o econômico devido à tendência de menor consumo de ligante e o técnico, visto que observações no campo indicaram melhor comportamento dos revestimentos asfálticos a frio com areia de rio de granulometria mais graúda.

Tabela 5.68: Faixa granulométrica da pesquisa.

Peneiras	Abertura (mm)	Faixa: I (Grossa) % que passa
1/2"	12,7	-
3/8"	9,5	95 - 100
nº 4	4,8	85 - 100
nº 10	2,0	65 - 90
nº 40	0,42	05 - 25
nº 80	0,18	01 - 08
nº 200	0,075	00 - 03

Para caracterização dos agregados foram realizados ensaios de equivalente de areia, densidade real, massa específica aparente solta e do grão, angularidade e arredondamento. Também foi identificada, através de ensaios específicos, a mineralogia dos grãos que compõem as areias de rio deste estudo.

Na análise do aspecto dos grãos de areia de rio usou-se o método visual para análise do grau de arredondamento (angularidade). Também, foi utilizado o software Image Tool, para análise da angularidade dos grãos em corpos de prova serrados.

O teor de projeto de asfalto foi determinado a partir de misturas a quente (mistura de referência) utilizando a metodologia Marshall (DNER ME 043/95) levando-se em consideração a densidade aparente e resistência à tração estática para esta definição. Em seguida, foram moldadas amostras de misturas asfálticas a frio aplicando

a metodologia do ensaio Marshall modificado (DNER ME 107/94), com compactação manual e giratória.

Encontrou-se um teor de CAP residual de 5,5% (faixa de trabalho de 5 a 6%) que representa, no total, 9,2% para a emulsão RL-1C e 8,9% para a RM-1C. Estas percentagens de ligante apresentam-se técnica e economicamente viáveis. Deve-se destacar que as misturas pesquisadas são utilizadas em revestimentos para rodovias de baixo volume de tráfego, onde o custo final tem forte influência.

Foram realizados ensaios de caracterização dos agregados e de análise das misturas através de ensaios para determinação dos parâmetros volumétricos, de densidade e de resistência à tração por compressão diametral. Definiram-se os tempos de cura das misturas soltas e compactadas para efeito de projeto de dosagem da mistura com utilização de ferramentas estatísticas.

O volume de vazios alto apresentado pelas misturas de areia asfalto a frio, determinado nos parâmetros volumétricos utilizando os procedimentos Marshall, mostrou ser importante na definição da existência de intercomunicação entre os poros. O ensaio de drenabilidade mostrou nas misturas dos tipos AAUQ e AAUF com RM-1C alta permeabilidade, no teor de CAP residual de 5,5%.

As modificações propostas procuram contribuir para uma padronização procurando representar da melhor forma possível às condições iniciais das misturas a frio, com ligantes do tipo RL-1C e RM-1C, em serviço. São recomendadas modificações com relação às temperaturas e os tempos de cura adotados na preparação dos corpos de prova para ensaio segundo o método de dosagem Marshall (DNER ME 107/94).

Estas modificações estão embasadas no tratamento estatístico dos resultados dos ensaios de densidade aparente (DNER ME 117/94) e de resistência à tração por compressão diametral (DNER ME 138/94), em 85 e 95 corpos de prova com RL-1C e RM-1C, respectivamente. A tabela 5.69 apresenta as temperaturas e tempos de cura a serem aplicadas na preparação dos corpos de prova para determinação dos parâmetros

do ensaio Marshall modificado e das propriedades mecânicas das areias asfálticas usinadas a frio.

Tabela 5,69: Temperatura e tempos de cura para preparação de CPs para ensaio Marshall modificado.

Tipo de emulsão	RL-1C	RM-1C
CAP Residual (%)	5,5	5,5
Emulsão (%)	9,2	8,9
Água adicionar no Agregado (%)	2,0	1,0
Tempo de Cura da Mistura Solta	30min.	02 horas
Temperatura de Cura da Mistura Solta em Estufa	50°C	
Temperatura da Mistura na compactação	38 a 40°C	
Tempo de Cura da Mistura Compactada	48 horas	
Temperatura de Cura da Mistura Compactada	60°C	
Tempo de Cura dos CPs à Temperatura Ambiente	Mínimo 48 horas	
Compactação Manual Marshall	50 golpes/face	
Compactação Giratória	76 giros	

CAPÍTULO 6.

ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 Considerações Iniciais

Os ensaios complementares em misturas de AAUF (areia asfáltica usinada a frio) foram realizados com emulsões RL-1C e RM-1C e seguiram os procedimentos de preparação dos corpos de prova para as temperaturas e tempos de cura proposto para a dosagem Marshall seguido nesta pesquisa. Alguns ensaios também foram feitos com as areias de rio escolhidas para o estudo completo, como agregado em mistura a quente, com CAP 50/70, e mesma granulometria, para servir de mistura de referência.

Uma ferramenta de análise computacional (AIMS) que permite caracterizar a forma, angularidade e textura dos grãos foi utilizada como análise complementar do aspecto das partículas que compõem as areias de rios deste estudo. Em relação à mistura, buscou-se outra forma de estudar os vazios das misturas a frio utilizando a tomografia computadorizada, que mostra a distribuição dos vazios na mistura compactada.

Corpos de prova de misturas asfálticas a quente, para ser utilizado como referência, foram confeccionados de acordo com a metodologia DNER-ME 043/95. Já as misturas a frio foram executadas segundo os procedimentos da norma DNER-ME 107/94, conjuntamente com as modificações propostas nesta pesquisa, para os tempos de cura das misturas solta e compactada. Durante os estudos foram moldados corpos de prova, por compactação Marshall e giratória, para misturas a quente e a frio, com e sem fíler, para ensaios de módulo de resiliência e Cântabro.

No diagnóstico de campo, observou-se que o defeito mais comum nos trechos com revestimento em areia asfalto a frio é o desgaste. Com o objetivo de pesquisar em laboratório ensaios alternativo que permitam avaliar o comportamento das misturas com relação a esta patologia foram utilizados os equipamentos para ensaio de WTAT e LWT

com adaptações que se mostraram promissoras. Deve-se destacar que os corpos de prova para ensaios de WTAT e LWT foram compactados por compressão estática.

6.2 Resultados das Análises do AIMS

A identificação da forma, angularidade e textura das areias dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe foram obtidas através da técnica do AIMS (*Aggregate Image Measurement System*). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos - DET (LMP/UFC), provavelmente de forma pioneira no Brasil.

Estes resultados puderam ser comparados com os obtidos através da análise visual dos grãos, baseados na classificação de POWERS (1953) e parâmetros gerados pela técnica do *Image Tool* (corpos de prova serrados). A figura 6.1 apresenta a ilustração do ensaio com o equipamento AFA2 *Aggregate Image Measurement System*.



Figura 6.1: Imagens do ensaio AIMS no Laboratório do LMP/UFC (Fotos do autor).

O ensaio do AIMS analisa os grãos com dimensões entre 37,5 mm (#1,5”) e 0,075 mm (#nº200). O agregado graúdo é representado pelos grãos com dimensões maiores que 4,75 mm (#nº4) e os agregados miúdos passam na citada peneira e ficam retidos na peneira de nº200. A tabela 6.1 apresenta a granulometria das areias dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe e as peneiras em que foram fracionadas para este ensaio. A partir do fracionamento dos agregados, no qual os grãos graúdos são analisados pelo AIMS segundo a forma (esfericidade, achatamento e alongamento), angularidade e textura. Com relação aos agregados miúdos são estudados apenas a angularidade e a forma em duas dimensões (forma 2D).

Tabela 6.1: Granulometrias das areias de rio utilizadas no ensaio AIMS.

Peneiras	Abertura	Rios		
		Aracatiaçu	Aracoiaba	Jaguaribe
#	(mm)			
1/2"	12,7	100	100	100
3/8"	9,53	96	99	100
nº 4	4,76	86	92	97
nº 8	2,36	-	-	-
nº 16	1,18	60	67	82
nº 30	0,6	-	-	-
nº 50	0,3	4	8	10
nº 100	0,15	-	-	-
nº 200	0,075	0,1	0,4	0,2

As tabelas 6.2 a 6.6 apresentam, como exemplo, os resultados dos ensaios dos grãos graúdos e miúdos da areia do rio Aracoiaba que dão origem aos gráficos das propriedades analisadas. As percentagens acumuladas dos agregados são calculadas por faixa de peneira, para cada faixa da respectiva escala. As figuras 6.2, 6.3 e 6.5 a 6.7 apresentam gráficos ilustrativos, permitindo melhor visualização da distribuição dos grãos. A figura 6.4 apresenta imagens da textura superficial dos grãos retidos nas peneiras de 9,5 e 4,8 mm.

Tabela 6.2: Resultados do ensaio de esfericidade AIMS dos agregados graúdos do Rio Aracoiaba.

Escala	Baixa:		Média:		Alta:	
	≤ 0,3	≤ 0,3	0,3 – 0,7	≤ 0,7	0,7 – 1,0	≤ 1,0
Peneiras - mm	%	% acum.	%	% acum.	%	% acum.
9,5 (#3/8)	0,0	0,0	55,6	55,6	44,4	100,0
4,75 (# 4)	0,0	0,0	56,5	56,5	43,5	100,0

Tabela 6.3: Resultados do ensaio de achatamento e alongamento AIMS dos agregados graúdos do Rio Aracoiaba.

Razão	L/S ≥ 1:1	L/S ≥ 2:1	L/S ≥ 3:1	L/S ≥ 4:1	L/S ≥ 5:1
Peneiras - mm	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
9,5 (#3/8)	100,0	44,4	0,0	0,0	0,0
4,75 (# 4)	100,0	69,6	8,7	2,2	2,2

Tabela 6.4: Resultados do ensaio de textura AIMS dos agregados graúdos do Rio Aracoiaba.

Escala	Baixa: ≤ 260	≤ 260	Média: 260-550	≤ 550	Alta: 550-1000	≤1000
Peneiras - mm	%	% acum.	%	% acum.	%	% acum
9,5 (#3/8)	55,6	55,6	44,4	100,0	0,0	100,0
4,75 (# 4)	82,6	82,6	17,4	100,0	0,0	100,0

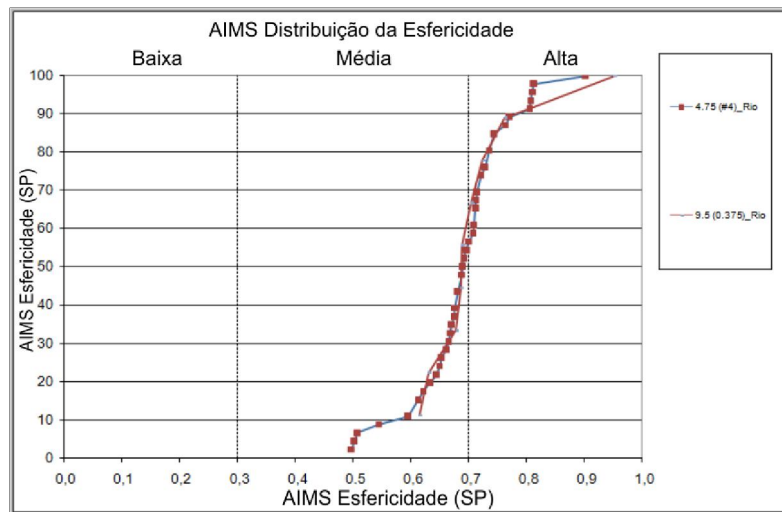


Figura 6.2: Gráfico da esfericidade AIMS dos grãos graúdos do rio Aracoiaba.

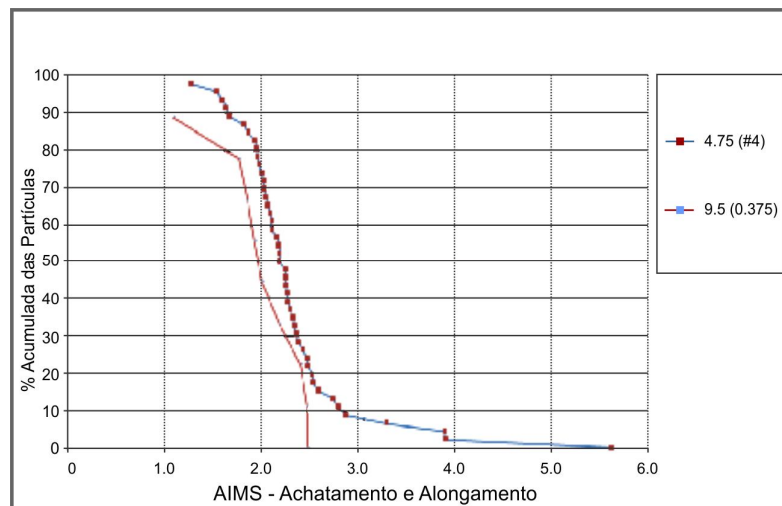


Figura 6.3: Gráfico do achatamento e alongamento AIMS dos grãos graúdos do rio Aracoiaba.

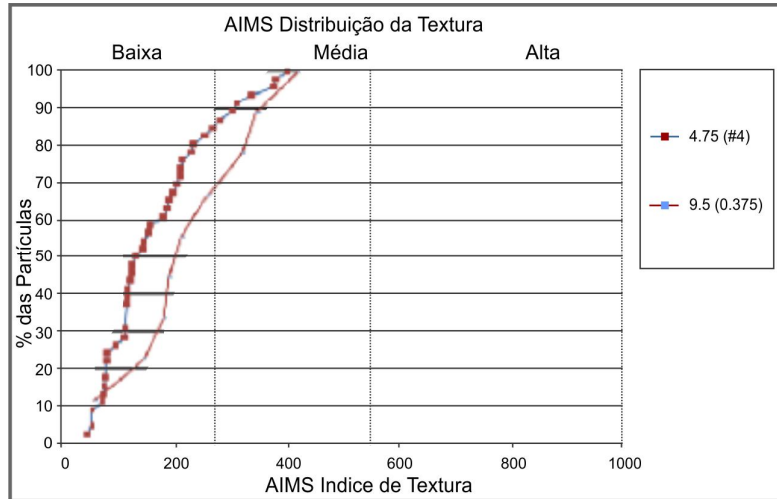


Figura 6.4: Gráfico da textura AIMS dos grãos graúdos do rio Aracoiaba.

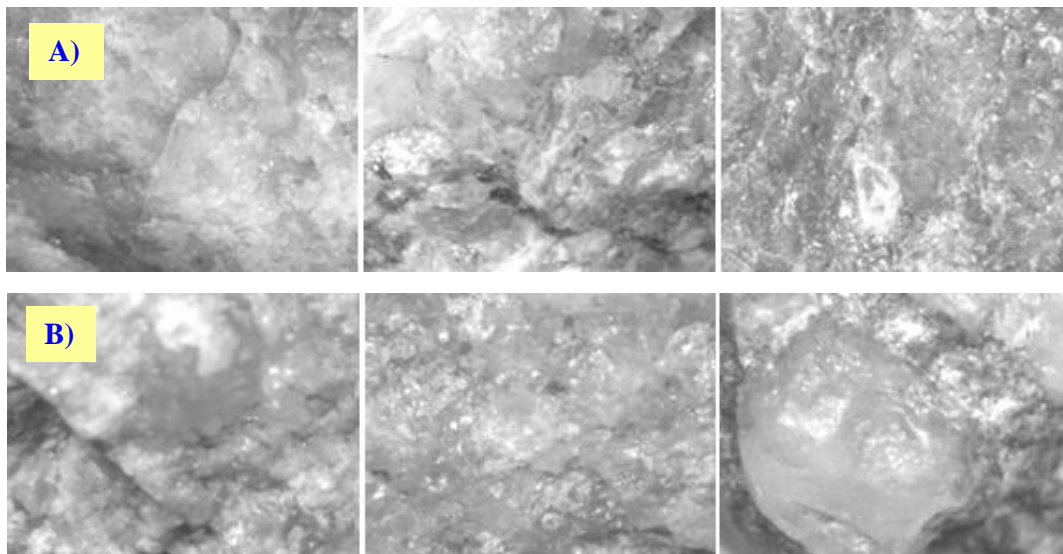


Figura 6.5: Imagens obtidas no ensaio de textura do AIMS. A) Superfícies dos agregados # 9,5 mm
B) Superfícies dos agregados # 4.75 mm

Tabela 6.5: Resultados do ensaio de angularidade AIMS dos agregados graúdos e miúdos do Rio Aracoiaba.

Escala	Baixa: ≤ 3300		Média: 3300-6600		Alta: 6600-10000	
	%	% acum.	%	% acum.	%	% acum.
Peneiras - mm						
9,5 (#3/8)	55,6	55,6	44,4	100,0	0,0	100,0
4,75 (# 4)	65,2	65,2	34,8	100,0	0,0	100,0
1,18 (#16)	37,1	37,1	62,9	100,0	0,0	100,0
0,30 (#50)	21,1	21,1	78,9	100,0	0,0	100,0
0,075 (#200)	42,7	42,7	54,0	96,7	3,3	100,0

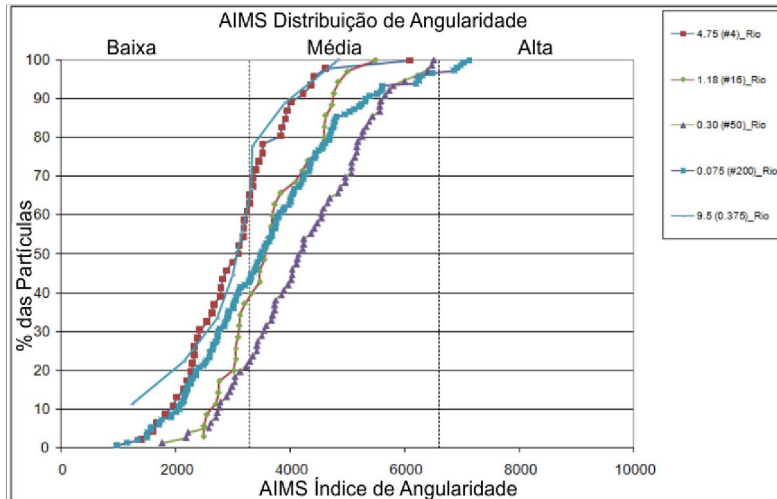


Figura 6.6: Gráfico da angularidade AIMS dos grãos graúdos e miúdos do rio Aracoiaba.

Tabela 6.6: Resultados do ensaio de forma2D AIMS dos agregados miúdos do Rio Aracoiaba.

Escala	Baixa:		Média:		Alta:	
	≤ 6	≤ 6	6 a 12	≤ 12	12 a 20	≤ 20
Peneiras -mm	%	% acum	%	% acum	%	% acum
1,18 (#16)	11,4	11,4	88,6	100,0	0,0	100,0
0,30 (#50)	15,8	15,8	80,3	96,1	3,9	100,0
0,075 (#200)	20,0	20,0	74,7	94,7	5,3	100,0

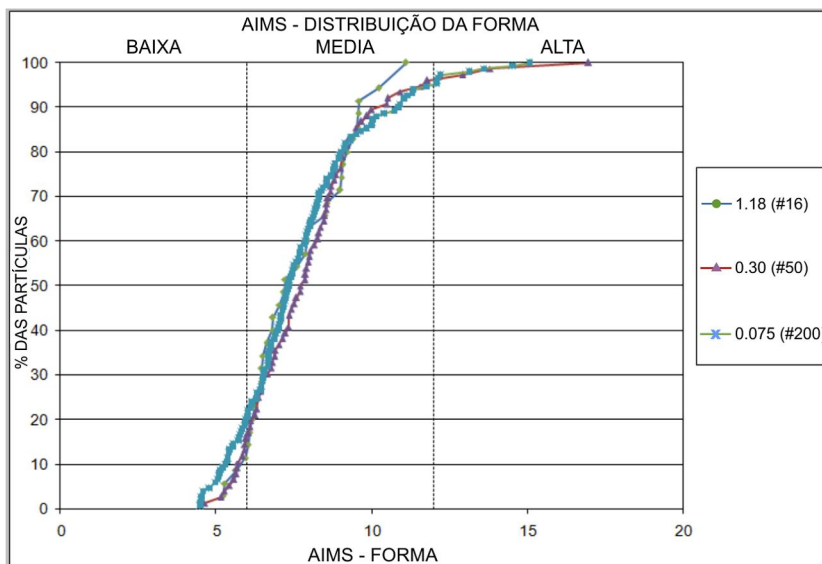


Figura 6.7: Gráfico da forma 2D AIMS dos grãos miúdos do rio Aracoiaba.

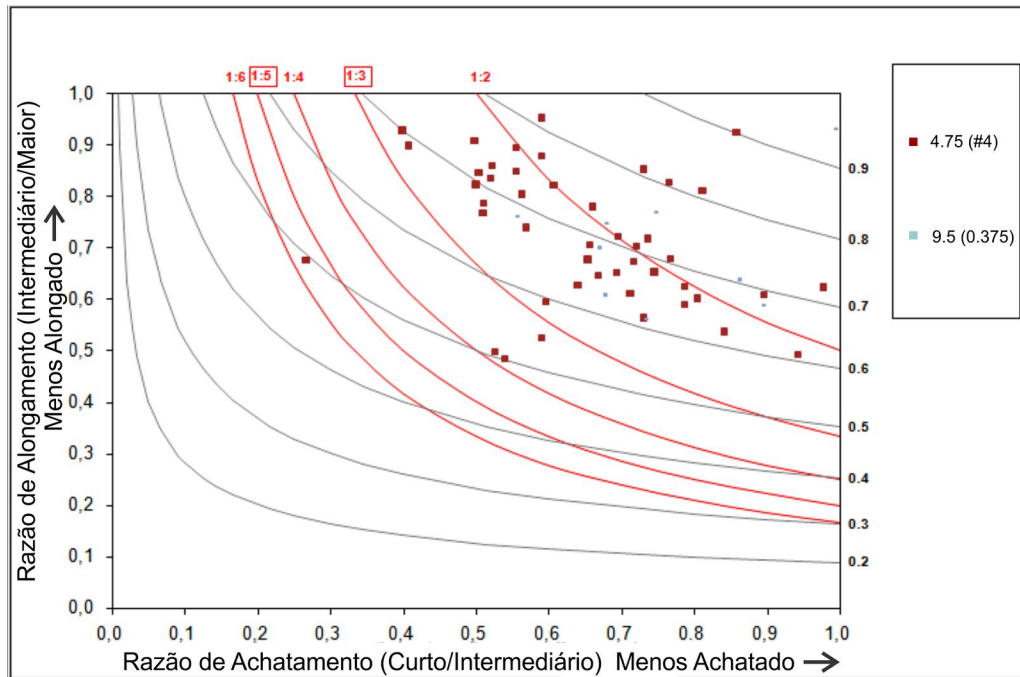


Figura 6.8: Gráfico do achatamento e alongamento AIMS dos grãos graúdos do rio Aracoiaba.

O gráfico Alongamento e Achatamento (figura 6.8) apresenta a relação entre esfericidade (linhas pretas) e achatamento e alongamento dos grãos (linhas vermelhas). Observa-se neste, uma concentração dos grãos na parte superior próximo da relação 1:2 (Intermediário/Maior \times Curto/Intermediário), o que mostra tendência da amostra para forma esférica, sendo os valores da esfericidade posicionados entre 0,6 a 0,8.

A tabela 6.7 traz um quadro resumo dos resultados obtidos, nos ensaios de AIMS, realizados nas areias dos rios Aracatiaçu, Aracoiaba e Jaguaribe. Pode-se destacar que todas as areias apresentam-se com mesmas características quanto à forma (média), angularidade (média) e textura (lisa). Com relação à esfericidade, que é analisada apenas para agregados graúdos, as areias grossas pesquisadas foram classificadas como alta para os rios Aracatiaçu e Jaguaribe e média para o rio Aracoiaba. As diferenças nas características das partículas são pequenas, provavelmente não influenciam significativamente em resultados como resistência à tração estática e densidade aparente das misturas asfálticas.

Tabela:6.7: Resultados obtidos nos ensaios de AIMS.

Ensaio	Rio		Aracatiaçu	Aracoiaba	Jaguaribe
	Classificação	Escala	%	%	%
Forma2D	Baixa	≤ 6	22,8	17,6	23,1
	Média	6 a 12	74,7	78,2	74,6
	Alta	12 a 20	2,4	4,2	2,2
Angularidade	Baixa	≤3300	44,3	40,5	44,9
	Média	3300 a 6600	55,2	57,9	54,3
	Alta	6600 a 10000	0,5	1,6	0,8
Textura	Baixa	≤ 260	82,7	78,2	71,4
	Média	260 a 550	17,3	21,8	28,6
	Alta	550 a 1000	0,0	0,0	0,0
Esfericidade	Baixa	≤ 0,3	0,0	0,0	0,0
	Média	0,3 a 0,7	42,3	56,4	42,9
	Alta	0,7 a 1,0	57,7	43,6	57,1

6.3 Resultados dos Ensaio de Tomografia Computadorizada

Nas misturas a frio do tipo areia asfáltica, por terem granulometria aberta, realizaram-se ensaio de tomografia computadorizada para determinação da distribuição dos vazios na amostra. Foram ensaiados quatro corpos de prova (figura 6.9) com as seguintes características: dois com ligante RM-1C (M1 e M2) e dois com RL-1C (L1 e L2) e a compactação Marshall (M2 e L2) e compactação Giratória (M1 e L1).



Figura 6.9: Corpos de prova usados para ensaios de tomografia computadorizada em laboratório do CENPES/PETROBRAS.

O processo de obtenção das imagens tomográficas bidimensionais consiste em dividir, virtualmente, o corpo de prova, em fatias, ao longo de sua altura (a cada milímetro). Estas imagens fornecem o Coeficiente de Atenuação (CT) para diferentes pontos do plano da fatia analisada, isto é, valores proporcionais à densidade pontual. Na figura 6.10 estão apresentadas às fatias do corpo de prova com emulsões RM-1C preparados com compactação Giratória SUPERPAVE (a) e manual Marshall (b). E na figura 6.11 são mostrados os corpos de prova, também em fatias, com emulsão RL-1C que foram confeccionados por compactação Giratória (c) e manual Marshall (d).

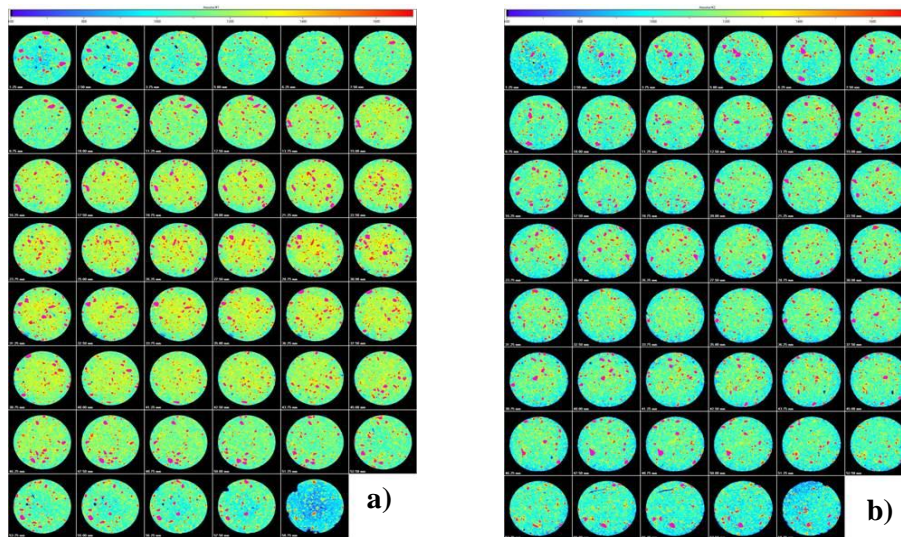


Figura 6.10: Seções dos corpos de prova com RM-1C. a) Compactação Giratória e b) Compactação manual Marshall.

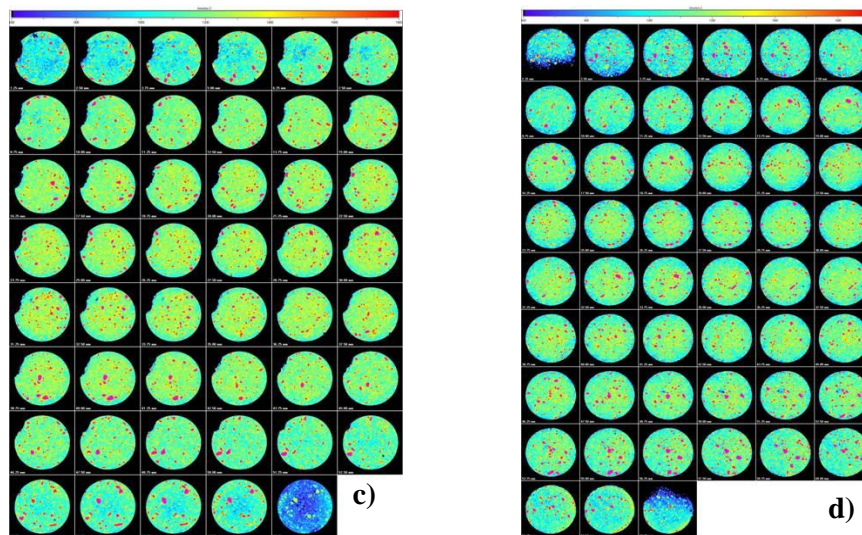


Figura 6.11: Seções dos corpos de prova com RL-1C. c) Compactação Giratória e d) Compactação manual Marshall.

Os gráficos apresentados nas figuras 6.12 e 6.13 representam a distribuição de vazios dos corpos de prova de misturas a frio, com emulsões do tipo RM-1C e RL-1C, moldados no compactador Giratório SUPERPAVE e com compactação manual Marshall. Observando-se estes gráficos percebe-se que os vazios se distribuem de forma diferenciadas quando se utilizam os dois modos de compactação citados.

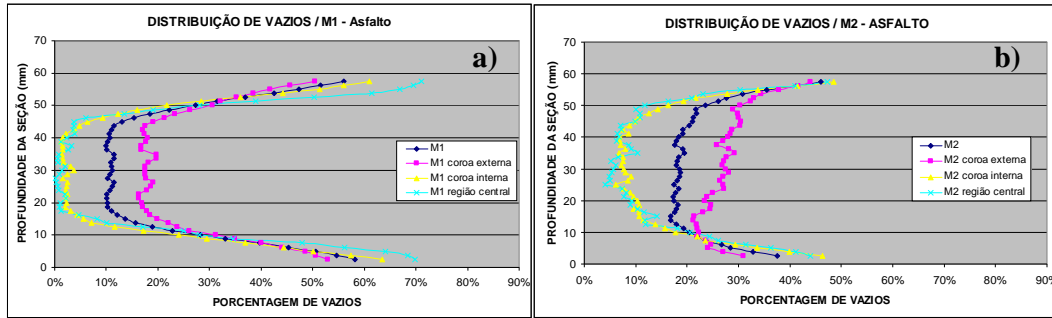


Figura 6.12: Gráficos com a distribuição dos vazios nas amostras com RM-1C. a) Compactação Giratória. b) Compactação manual Marshall.

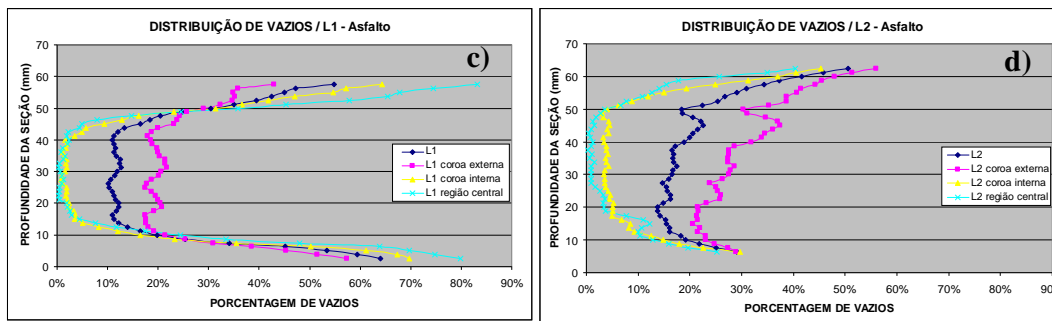


Figura 6.13: Gráficos com a distribuição dos vazios nas amostras com RL-1C. c) Compactação Giratória. d) Compactação manual Marshall.

O padrão de distribuição de vazios de misturas do tipo areia asfalto a frio (AAF) foi similar ao encontrado por Nascimento *et al.* (2006) para misturas asfálticas densas. Mesmo a AAF sendo uma mistura bem mais trabalhável e com tamanho de grãos mais uniformes, tanto na compactação Giratória quanto na Marshall houve forte densificação da parte interna dos corpos de prova, principalmente quando se considera a direção transversal ao eixo do corpo de prova.

Paralelamente ao eixo, nota-se uma distribuição bastante uniforme nos corpos de prova com compactação Giratória, enquanto que os corpos de prova moldados no

equipamento Marshall sofreram maiores densificações na parte inferior (tendo-se em vista a posição inicial de compactação), principalmente nas regiões mais externas.

Quando se comparam os corpos de prova preparados com diferentes emulsões (RL-1C e RM-1C), percebe-se que não houve variações na distribuição de vazios, portanto o tipo de emulsão não afetou neste caso a estrutura interna do esqueleto mineral dos corpos de prova, quando se consideram as imagens tomográficas.

No processamento das imagens tomográficas, a parte final, consiste em fazer uma reconstrução tridimensional para visualização da distribuição dos vazios com ar no interior do corpo-de-prova. Nas figuras 6.14 e 6.15 estão ilustradas as reconstituições em três dimensões (3D) dos corpos de prova com ligantes RM-1C e RL-1C respectivamente.

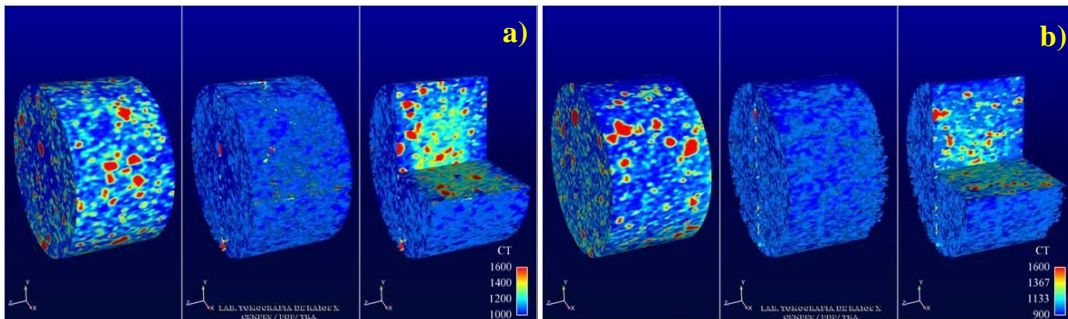


Figura 6.14: Reconstituição em 3D dos corpos de prova com RM-1C. a) Compactação Giratória. b) Compactação manual Marshall.

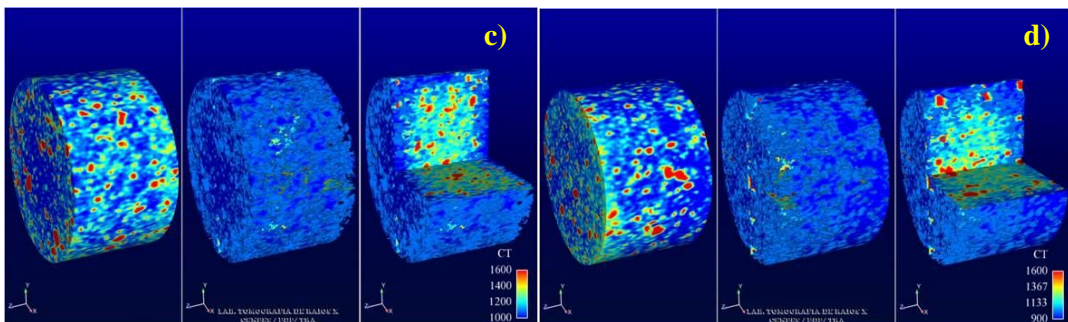


Figura 6.15: Reconstituição em 3D dos corpos de prova com RL-1C. c) Compactação Giratória. d) Compactação manual Marshall.

Analisando-se as figuras 6.14 e 6.15, percebe-se que as diferentes distribuições de vazios apresentadas nos gráficos das figuras de 6.12 e 6.13 estão coerentes com as reconstituições 3D. Tanto para a emulsão RM-1C quanto para a RL-1C, os corpos de

prova apresentaram maiores densidades em seu núcleo, sendo este efeito mais acentuado nos corpos de prova oriundos do compactador giratório. Da mesma forma verificada nos gráficos, as reconstituições tridimensionais mostram maior heterogeneidade na distribuição dos vazios em corpos de prova Marshall (há uma leve assimetria ao longo do eixo).

6.4 Módulo de Resiliência

Os ensaios de módulo de resiliência em misturas do tipo areia asfalto usinada a frio (AAUF) com agregados de areia quartzosa de rio foram executados no laboratório de misturas da COPPE/UFRJ (figura 6.16). Os corpos de prova foram moldados com os tempos de cura da mistura solta e compactada segundo a definição do tratamento estatístico feita nesta pesquisa.



Figura 6.16: Ensaio de módulo de resiliência em misturas do tipo areia asfáltica a frio na COPPE/UFRJ (Fotos do autor).

Também foram realizados ensaios de módulos de resiliência com a adição de 2% de fíler (cal hidratada) em misturas a quente (CAP 50/70) e a frio com emulsões catiônicas convencional (RL-1C e RM-1C). Os corpos de prova das misturas a quente e a frio, com e sem fíler, foram moldados com compactação manual Marshall (50 golpes/face) e no compactador Giratório Troxler 4140 (76 giros). Em todos os corpos prova o teor de asfalto residual foi de 5,5%.

As tabelas 6.8 a 6.10 apresentam os valores médios de no mínimo seis leituras nas amostras correspondentes aos ensaios dos módulos de resiliência (anexo D). Nestas tabelas compactação manual se refere à compactação Marshall.

Tabela 6.8: Média dos resultados do ensaio de módulo de resiliência em misturas a quente com areia do rio Aracoiaba.

Mistura a Quente	Compactação Manual		Compactação Giratória	
	s/ Fíler	c/ Fíler	s/ Fíler	c/ Fíler
CAP 5,5% - Fíler 2%				
Densidade Máxima Teórica	2,433	2,435	2,433	2,435
Densidade Aparente	1,853	1,824	1,856	1,865
Vv (%)	23,8	25,1	23,7	23,4
Módulo de Resiliência (MPa)	941	761	751	1060

Tabela 6.9: Média dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência em misturas a frio com RL-1C e areia do rio Aracoiaba.

Mistura a frio com RL-1C	Compactação Manual		Compactação Giratória	
	s/ Fíler	c/ Fíler	s/ Fíler	c/ Fíler
CAP 5,5% - Fíler 2%				
Densidade Máxima Teórica	2,433	2,435	2,433	2,435
Densidade Aparente	1,784	1,779	1,784	1,852
Vv (%)	26,7	27,0	26,7	24,0
Módulo de Resiliência (MPa)	886	657	589	1014

Tabela 6.10: Média dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência em misturas a frio com RM-1C e areia do rio Aracoiaba.

Mistura a frio com RM-1C	Compactação Manual		Compactação Giratória	
	s/ Fíler	c/Fíler	s/ Fíler	c/Fíler
CAP 5,5% - Fíler 2%				
Densidade Máxima Teórica	2,433	2,435	2,433	2,435
Densidade Aparente	1,767	1,780	1,833	1,864
Vv (%)	27,4	26,9	24,7	23,5
Módulo de Resiliência (MPa)	336	431	350	586

Na figura 6.17, encontram-se ilustrados os resultados das médias dos módulos de resiliência onde se observa que as misturas a quente e a frio com emulsão RL-1C com fíler e compactação manual (Marshall) apresentaram valores menores do que sem fíler. Entretanto, vale salientar que nas misturas a frio com emulsão RM-1C ocorreu o inverso.

Na compactação giratória, as misturas tiveram o mesmo comportamento com relação ao crescimento das médias dos módulos com adição de fíler. De maneira geral os valores da média dos módulos de resiliência estão coerentes em relação às misturas, apesar de baixos.

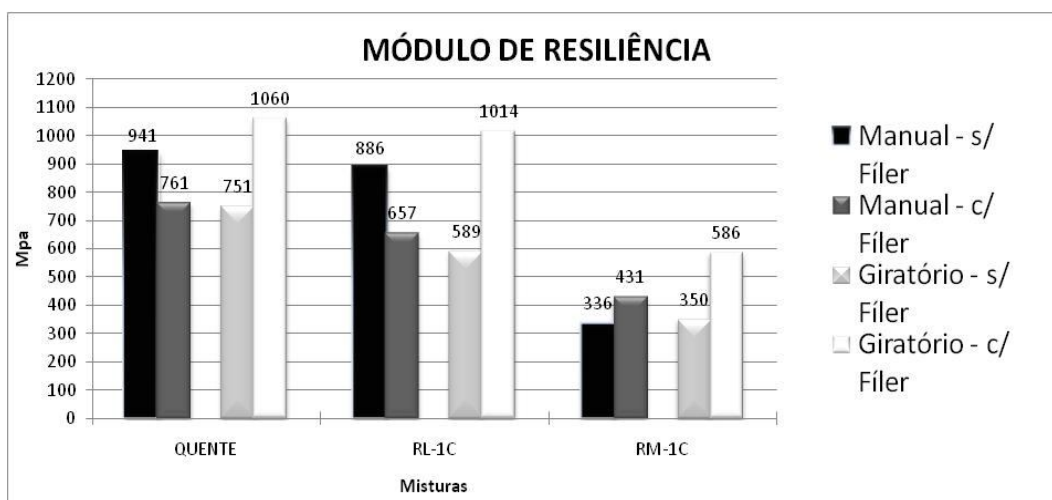


Figura 6.17: Gráfico ilustrativo com os resultados das médias dos módulos de resiliência das misturas asfálticas a quente e a frio com areia do rio Aracoíaba.

O autor desconhece pesquisa científica ou trabalho técnico apresentando valores de módulos de resiliência para misturas de areia asfáltica a frio. Desse modo, a partir destes valores é possível à aplicação de métodos mecânicos no dimensionamento de pavimentos com baixo volume de tráfego com revestimento em areia asfáltica a frio. Portanto, os valores encontrados para o módulo de resiliência, neste estudo, servirão como parâmetro para balizar novos estudos.

6.5 Ensaio de Desgaste Cântabro

Por tratar-se de mistura de granulometria aberta nas quais se observa no campo uma porcentagem elevada de área de desgaste, procurou-se verificar em laboratório qual

seria o comportamento das misturas do tipo areia asfáltica a frio neste aspecto. Foram utilizadas as misturas a quente e a frio com emulsões RM-1C e RL-1C com as areias selecionadas. Também estas misturas foram testadas com adição de 2% fíler (cal hidratada).

Os corpos de prova foram moldados seguindo a metodologia Marshall (DNER ME 107/94) com as modificações propostas nesta pesquisa para o tempo de cura da mistura solta e compactada, citadas no capítulo 5. O ensaio desgaste por abrasão Cântabro foi realizado de acordo com o procedimento DNER ME 383/99 no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. A figura 6.18 apresenta o equipamento Los Angeles onde foi realizado o ensaio de desgaste Cântabro, e parte dos corpos de prova antes e após serem submetidos ao ensaio de abrasão, como exemplos dos resultados obtidos.



Figura 6.18: Fotos do ensaio Cântabro no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ (Fotos do autor).

A norma do ensaio recomenda um mínimo de três amostras para determinação da média e que os valores individuais não devem estar fora do intervalo de $\pm 20\%$. No ensaio Cântabro desta pesquisa foram usados 04 corpos de prova. Os resultados de desgaste encontram-se na tabela 6.11.

Tabela 6.11: Média dos resultados do ensaio Cântabro em misturas a quente e a frio com areia do rio Aracoiaba.

Compactação Manual	Mistura Quente		Mistura frio - RL		Mistura frio - RM	
	s/Fíler	c/Fíler	s/Fíler	c/Fíler	s/Fíler	c/Fíler
CAP 5,5%						
Ensaio 1	5,9	7,2	3,5	8,2	6,1	4,1
Ensaio 2	8,2	7,4	5,0	8,6	6,6	3,4
Ensaio 3	8,6	7,9	4,9	6,9	6,7	4,6
Ensaio 4	5,6	7,8	4,3	-	-	-
Cântabro Médio (%)	7,1	7,6	4,4	7,9	6,5	4,0

Na figura 6.19 fica evidenciado que em todas as misturas o desgaste Cântabro foi baixo. Entretanto, com a adição do fíler a mistura a frio com emulsão do tipo RM-1C apresentou redução do desgaste, na mistura a quente não houve melhora e na mistura a frio com RL-1C aumentou o desgaste.

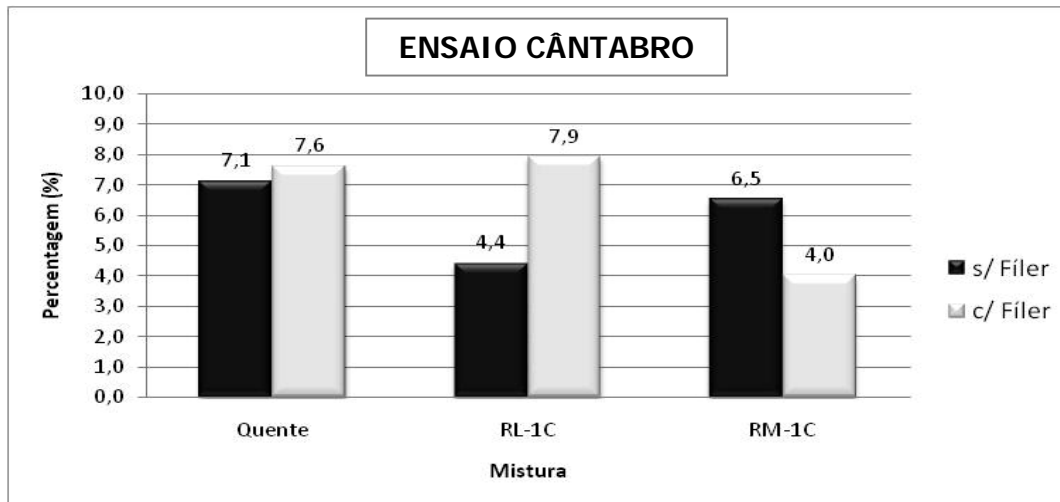


Figura 6.19: Gráficos ilustrativos apresentando os valores médios apresentados do desgaste Cântabro em corpos de prova de misturas a quente e a frio sem e com fíler.

Deve-se destacar que no momento da mistura com RL-1C, o fíler encontra-se mais bem envolvido pelo ligante do que no caso da RM-1C. Isto ocorre pela diferença no processo de homogeneização do agregado e fíler. Na emulsão de ruptura lenta o fíler é incorporado de imediato ao agregado, enquanto nas emulsões de ruptura média o ligante é adicionado antes do fíler, para evitar a formação de grumos na mistura.

Vários pesquisadores (citados na revisão bibliográfica) têm utilizado o ensaio Cântabro, com o objetivo de medir o desgaste (perda de massa por abrasão) de diversos tipos de misturas grossas e finas a quente, mornas e a frio, com cal e sem cal, com resíduos industriais, etc., cujos valores obtidos, de maneira geral, são menores do que

10%. Geralmente são comparados os resultados obtidos com o valor normalizado para a camada porosa de atrito (CPA), que é de no máximo 25%, portanto pode-se considerar o desgaste encontrado para as AAUF como baixo e, portanto satisfatório.

Não é de conhecimento do autor, a existência de norma técnica ou especificação, com valor máximo de resistência a abrasão para o ensaio Cântabro em misturas do tipo areia asfáltica a frio. Por entender que, provavelmente a mistura de AAUF, seja a que mais se assemelha com a CPA, tendo em vista, a granulometria descontínua e o alto volume de vazios. Portanto analisando-se valores obtidos no ensaio Cântabro (< 8%) e correlacionando o que foi constatado através de revisão bibliográfica, pode-se considerar que as misturas de AAUF estudadas apresentaram baixo valor de perda de massa por abrasão.

6.6 Ensaio Wet Track Abrasion Test - WTAT

O ensaio Determinação de perda por abrasão úmida (NBR 14746) é usado nas dosagens de lamas asfálticas e microrrevestimentos. Para a utilização do método do WTAT para medir o desgaste nas misturas de areia asfáltica a frio foram necessárias poucas adaptações ou modificação no método original, utilizando o aparelho indicado.

A principal diferença em relação aos procedimentos exigidos pela norma é na confecção dos corpos de prova. A compactação dos corpos de prova foi feita por prensagem estática em uma prensa hidráulica. Os ensaios foram realizados no laboratório de uma empresa produtora de emulsão, que forneceu os ligantes desta pesquisa.

As misturas utilizadas no ensaio foram às mesmas dos itens anteriores: a quente e a frio, com ou sem fíler e areia do rio Aracoiaba. Os tempos de cura da mistura solta e compactada em estufa foram os mesmos indicados nesta pesquisa. A diferença está na preparação (compactação) dos corpos de prova para ensaio de WTAT tendo em vista que o molde tem diâmetro de 250 mm e altura de 40 mm. Logo após a mistura a quente iniciou-se a compactação, enquanto nas misturas a frio a massa vai para a estufa para o processo de cura solta.

A compactação foi realizada com placa circular de ferro (chapa de espessura aproximada de 10 mm) com diâmetro ligeiramente menor do que o molde e com um êmbolo circular cuja força foi dada por uma prensa hidráulica manual. Portanto, a compactação da massa asfáltica se deu por compressão, ocasionando uma redução de espessura do corpo de prova de aproximadamente 25%, ficando este com cerca de 3,0 cm de altura.

As misturas a quente tendem a preencher o molde com mais facilidade, enquanto a frio é necessário usar uma espátula para fazer um adensamento inicial, principalmente para a mistura com emulsão RM-1C. A figura 6.20 ilustra o processo de preparação dos corpos de prova para o ensaio de abrasão (WTAT).



Figura 6.20: Preparação do corpo de prova de AAUF para ensaio de WTAT (Fotos do autor).

Após a moldagem das amostras para ensaio de desgaste, as misturas a quente são esfriadas, e estão prontas para os procedimentos de ensaios que serão descritos adiante. As misturas a frio foram colocadas em estufa a 60°C para início da cura por 48 horas. Vale salientar que na realização do ensaio de WTAT propriamente dito, nas misturas

asfálticas a quente e a frio, seguiu-se o mesmo processo dos microrrevestimentos a frio e das lamas asfálticas, não sendo necessária nenhuma adaptação na técnica do ensaio.

O corpo de prova inicialmente foi pesado e após passar 30 minutos imersos em água a uma temperatura de 25°C foi fixado e centralizado no equipamento de desgaste. Coloca-se água até cobrir a amostra e a plataforma da máquina é erguida até que o elemento de desgaste (mangueira de borracha) fique apoiado livremente sobre a mistura a ser ensaiada.

Seguindo integralmente o método de ensaio para lama asfáltica e microrrevestimento a frio regula-se a máquina para o nível 1 (110 rpm) que é apropriado para tempo de operação equivalente a 5 minutos (300 s). A misturadora C-100 possui um fator de área de $32,9 \times 1,0 \text{ m}^2$, sendo o desgaste é calculado pelo produto da diferença dos pesos iniciais pelos pesos finais das amostras e o fator de área. A figura 6.21 apresenta uma sequência ilustrativa do ensaio de abrasão WTAT nesta pesquisa.



Figura 6.21: Ensaio de WTAT em corpos de prova de misturas asfálticas a frio (Fotos do autor).

Passado o tempo de ensaio observa-se o comportamento dos corpos de prova e os desgastes que possam ter surgido pela ação abrasiva da borracha. Completado o tempo de operação da máquina, a amostra é removida e em seguida lavada em água corrente para retirar detritos soltos ou aderidos ao corpo de prova.

Como o corpo de prova é submetido ao desgaste sob condições de umidade, este fica saturado em função da alta percentagem de vazios, portanto são colocados para secar ao sol em plano inclinado para facilitar a saída d'água e se necessário em estufa a 60°C. Após comprovação de não existir mais umidade é pesado para obtenção do peso final. A figura 6.22 ilustra os corpos de prova secos para serem pesados.

O resultado da norma NBR 14746/2001 para os microrrevestimentos e as lamas asfálticas pode ser expresso em gramas pela diferença dos pesos, ou em gramas por metro quadrado. Também foi determinada a percentagem de desgaste, calculada em função dos pesos inicial e final da amostra ensaiada.



Figura 6.22: CPs secos para pesagem final (Foto do autor).

Na tabela 6.12 estão colocados os valores do WTAT e a percentagem de desgaste das misturas, a quente e a frio, ilustrados pelos gráficos da figura 6.23. Vale salientar que em todas as amostras, sem ou com fíler, houve grande variação nos valores da perda de massa (desgaste).

Tabela 6. 12: Ensaio de desgaste por abrasão em misturas asfálticas a quente e a frio, com areia do rio Aracoiaba através do WTAT.

Mistura	Sem Fíler			Com Fíler		
	Perda (P)	WTAT	Desgaste	Perda	WTAT	Desgaste
	g	g/m ²	%	g	g/m ²	%
Quente	21,0	691	0,6	22,4	737	0,6
	40,7	1339	1,2	19,8	651	0,5
	73,9	2431	2,0	83,7	2754	2,3
	5,8	191	0,2	29,3	964	0,8
Média	35,4	1163	1,0	38,8	1277	1,1
RL-1C	75,6	2487	2,2	45,4	1494	1,4
	74,2	2441	2,2	57,6	1895	1,7
	18,4	605	0,6	30,9	1017	0,9
	39,7	1306	1,2	17,7	582	0,6
	24,0	790	0,9	47,0	1546	1,4
Média	46,4	1526	1,4	39,7	1307	1,2
RM-1C	27,9	918	0,9	18,8	619	0,6
	44,8	1474	1,4	43,4	1428	1,3
	17,8	586	0,5	23,9	786	0,7
	84,7	2787	2,6	32,2	1059	1,0
	69,1	2273	2,5	47,2	1553	1,4
Média	48,9	1608	1,6	33,1	1089	1,0

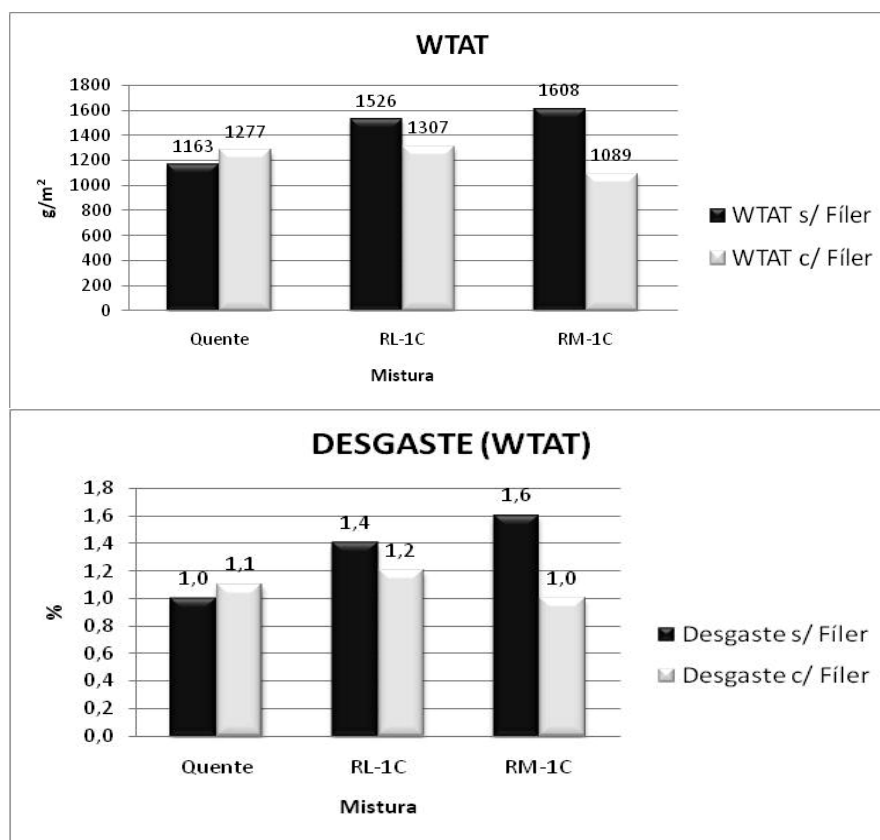


Figura 6.23: Gráficos mostrando a variação da perda de massa em g/m² e do Desgaste em % da perda de massa dos corpos de prova após o ensaio de WTAT.

Analisando-se os gráficos da figura 6.23 observa-se que, nas misturas a quente o fíler não influenciou para redução do desgaste, enquanto nas misturas a frio, com os dois tipos de emulsão asfálticas, ocorreram reduções. A figura 6.24 apresenta os corpos de prova de mistura a quente e com emulsão RL-1C e RM-1C antes e após ensaio de abrasão WTAT com desgaste mais leve e mais severo.

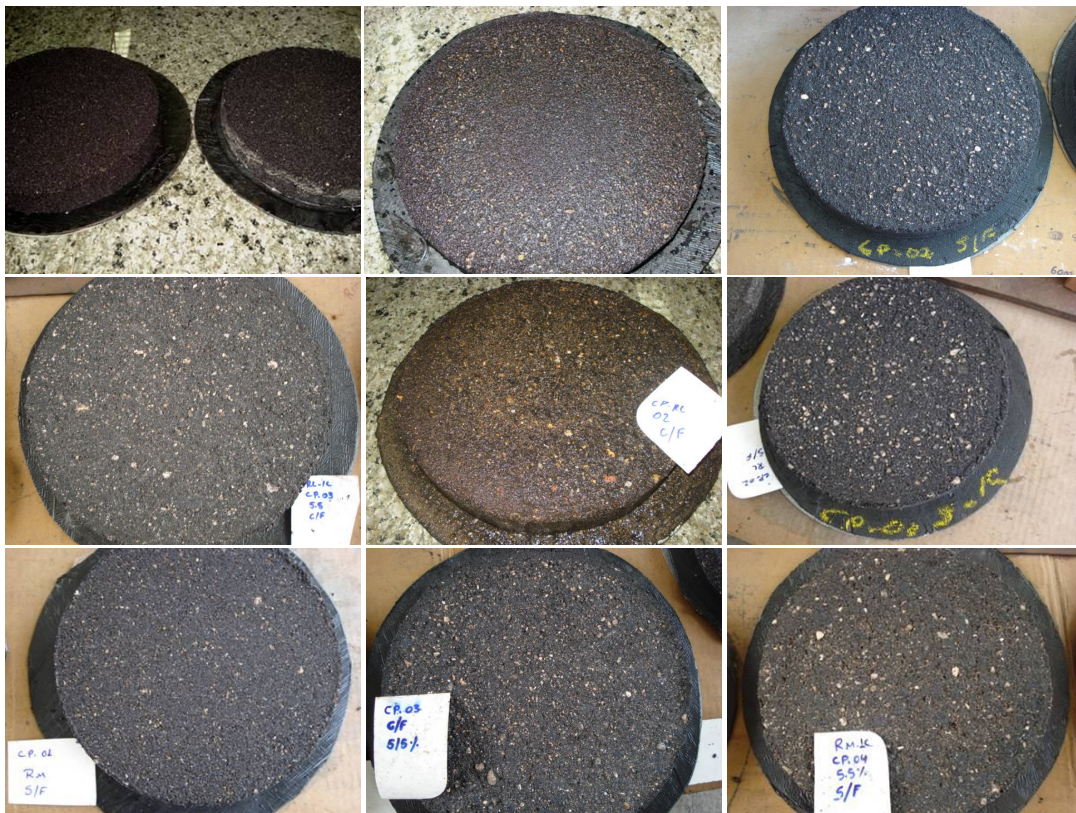


Figura 6.24: Fotos dos corpos de prova de misturas a quente e a frio submetidos ao ensaio WTAT, com exceção dos posicionados na coluna à esquerda (Fotos do autor).

Apesar de, em termos quantitativos, ser uma diferença pequena, nas observações visuais a aparência da superfície das amostras com maiores desgastes assemelham-se muito ao que se encontra no campo. Nos CPs sem adição de fíler, ficou evidenciado que de maneira geral, as misturas a frio com emulsão RM-1C apresentaram maior desgaste do que as com emulsão RL-1C, como mostra, no detalhe a figura 6.25. O autor desconhece existir parâmetros de desgaste para as AAUF, neste tipo de ensaio, mas os valores encontrados podem ser considerados baixos tendo em vista as percentagens de perdas encontradas.

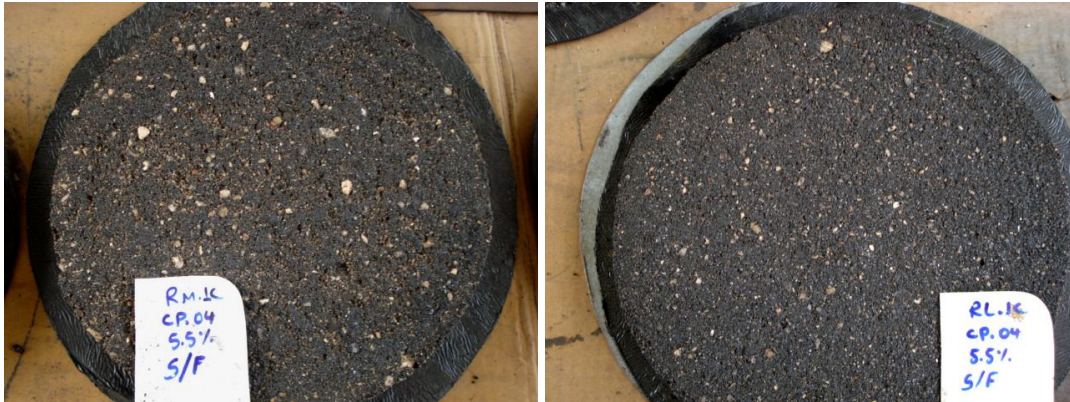


Figura 6.25: Desgaste em CPs de misturas a frio com ligante do tipo RM-1C e RL-1C (Fotos do autor).

Os corpos de prova (“pizzas”) após os ensaios de desgaste (WTAT) poderiam também servir para medidas de macro e micro textura (pêndulo britânico e mancha de areia). Estes estudos não foram desenvolvidos, por não haver histórico de acidentes por falta de atrito. Atribui-se esse fato principalmente às baixas velocidades das vias e ao rápido escoamento das águas superficiais, ocasionados pela declividade transversal (3%) e a largura estreita da faixa (3,0m).

6.7 Ensaio Loaded Wheel Test-LWT

O ensaio de LWT (NBR-14841/2002) é utilizado nas misturas asfálticas para dosagem dos microrrevestimentos a frio através da determinação de excesso de asfalto e adesão de areia. DUQUE NETO (2004) adaptou este ensaio para testar o comportamento do antipó com relação ao desgaste utilizando o procedimento do LWT com modificações. Apresentou uma classificação descrita na revisão bibliográfica. Os resultados obtidos, segundo o autor, mostraram-se promissores para a seleção de materiais para base de pavimentos de baixo volume de tráfego bem como para avaliar a durabilidade da camada do tratamento antipó.

Outros pesquisadores desenvolveram trabalhos seguindo a técnica proposta por DUQUE NETO (2004) como THULER (2005) aplicando para avaliação de tratamentos superficiais. MICELI JR. (2006), em estudo com solo-emulsão, propôs modificações na classificação eliminando valores subjetivos e propondo limites de paralisação do ensaio,

isto é, o afundamento máximo seria de 2 cm, considerando que a altura da amostra utilizada era de 5 cm o afundamento representaria cerca de 40% o que já seria elevado. GONDIM (2008) também utilizou o LWT em suas pesquisas com solo-emulsão e o afundamento máximo foi definido pela própria limitação do equipamento, visto que, quando a roda encostava no molde o ensaio era finalizado.

Como as areias asfálticas a frio tiveram resultados promissores com relação ao WTAT, resolveu-se testar o comportamento destas com relação ao ensaio de LWT. De forma semelhante ao ensaio de WTAT utilizou-se misturas a quente e a frio, sem e com fíler, tendo os corpos de prova moldados por compressão.

As misturas a frio seguiram os procedimentos de tempo e temperatura da cura solta e compactada proposta nesta pesquisa. Os corpos de prova foram moldados em formas metálicas com dimensões internas de 40,0 cm de comprimento por 5,0 cm de largura e 5,0 cm de altura, com base removível, um êmbolo de forma retangular (38,9 cm × 4,8 cm) e um colarinho reforçado para encaixe na forma com o objetivo de reforço evitando deformação durante o esforço de compressão. A figura 6.26 mostra a preparação dos corpos de prova com mistura a frio para ensaio LWT.



Figura 6.26: Procedimentos adotados para preparação dos corpos de prova de mistura a frio para ensaio LWT (Fotos do autor).

A metodologia de ensaio teve como base os procedimentos descritos em DUQUE NETO (2004) com algumas alterações, de modo geral seguiu os seguintes passos:

- centralizar o molde de forma que a roda esteja alinhada com o eixo longitudinal do molde e fixá-lo à base do equipamento;
- determinar uma leitura inicial com o auxílio do paquímetro de profundidade em um ponto fixo sobre o ponto central do corpo-de-prova, que deverá estar marcado na lateral do molde. Verificar a condição inicial do corpo-de-prova e anotar sempre as alterações que forem surgindo;
- alguns cuidados: procurar abaixar a roda sem impacto, colocar o peso padrão (56 kg) e zerar o contador de ciclos. Fazer as medidas de afundamento com um paquímetro ao completar os estágios de 20, 50, 100, 200, 300, 500 e 1000 ciclos, e observar o surgimento de defeitos durante a passagem dos ciclos. Nas misturas asfálticas com areia de rio como agregado os defeitos caracterizam-se pelo desgaste, ondulações na superfície da camada, exudação ou afundamentos excessivos;
- adotou-se também leituras em dois pontos A e B para se fazer as medidas de afundamento e obter-se uma média por ciclo; a distância entre os pontos é de 15 cm, equidistantes 7,5 cm da metade do molde. Com isso evita-se de tomar muito próximo da extremidade tendo em vista que o movimento do braço mecânico de ida e volta do equipamento provoca sobrecarga que rapidamente deforma nestes pontos.

Nas figuras 6.27 e 6.28 estão apresentados: o equipamento do LWT em operação e os corpos de prova após o encerramento do ensaio. A avaliação dos dados do ensaio faz-se determinando os afundamentos em cada estágio de aplicação de carga a partir da diferença da leitura final e inicial. A média dos resultados dos afundamentos das amostras, expresso em percentagem (tabela 6.13), encontra-se ilustrado num gráfico que correlaciona afundamento (%) com número de ciclos (figura 6.29).



Figura 6.27: Equipamento LWT em operação (Fotos do autor).



Figura 6.28: Corpos de prova de mistura a quente e a frio após ensaios no LWT (Fotos do autor).

Tabela 6.13: Média dos resultados dos afundamentos, em percentagem. Espessura média dos CPs = 40 mm

Misturas	Média dos Afundamentos (%)							
Quente s/Fíler	0,0	3,0	4,1	5,5	5,9	7,5	8,7	12,8
Quente c/Fíler	0,0	2,5	4,4	5,8	6,7	7,1	8,6	11,0
RM-1C s/Fíler	0,0	3,5	5,8	7,8	9,2	10,8	16,5	-
RM-1C c/Fíler	0,0	3,1	4,9	7,0	8,3	10,5	11,1	18,1
RL-1C s/Fíler	0,0	2,7	5,4	7,0	8,8	11,2	15,7	-
RL-1C c/Fíler	0,0	2,2	4,0	5,1	6,5	7,6	8,4	13,0
N ° de Ciclos	0	20	50	100	200	300	500	1000

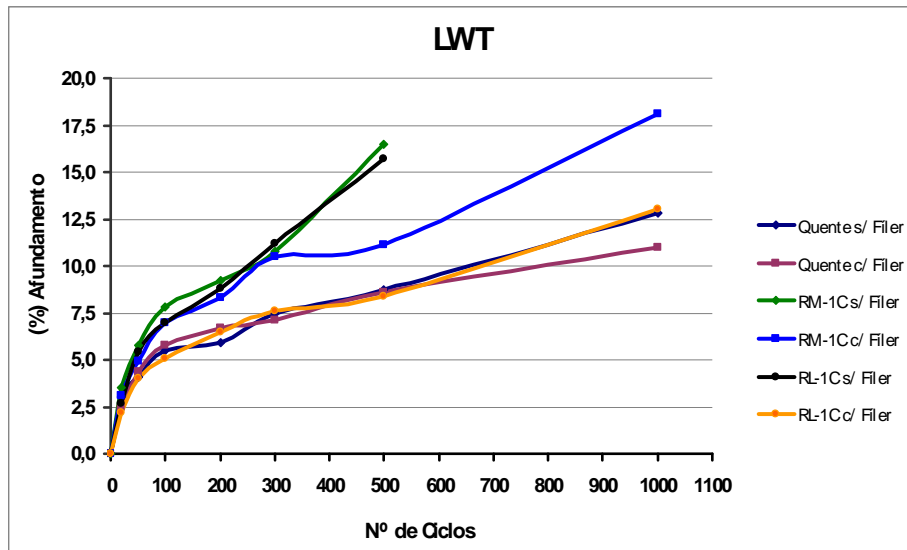


Figura 6.29: Gráfico representativo da média das três misturas testadas nesta pesquisa no ensaio com LWT.

As amostras preparadas para este ensaio apresentavam aproximadamente 4 cm de espessura (geralmente recomendadas neste tipo de revestimento) e como não se conhecia parâmetros para limitação do ensaio considerou-se que este seria paralisado ao atingir um afundamento de 20% da espessura mesmo que não ocorressem deformações (ondulações) na amostra.

As misturas de areia asfáltica a frio apresentaram bom comportamento pois não ocorreram afundamentos excessivos, trincamentos, nem exudação o que mostra a boa dosagem do teor de asfalto (mistura a quente) ou asfalto residual (mistura a frio). As misturas com emulsões RM-1C sem fíler só conseguiram atingir os 500 ciclos e ficaram com a superfície ondulada e a roda do aparelho começou a pular sendo paralisado o ensaio. A mistura com RM-1C com fíler teve melhor desempenho do que as misturas com RL-1C e RM-1C sem fíler.

As demais misturas atingiram os 1000 ciclos, sendo observado que as que continham fíler tiveram melhor desempenho, às vezes com início de deformação. Pode-se observar que a emulsão RL-1C teve desempenho praticamente igual à da mistura a quente sem fíler, e com fíler só se diferenciaram a partir dos 500 ciclos.

6.8 Custos

Os custos das misturas asfálticas a quente ou a frio vão depender do tipo escolhido e do teor de ligante de projeto. Os ligantes asfálticos são os insumos que mais pesam na composição de preços das misturas a serem utilizadas nos revestimentos de pavimentos. A tabela 6.14 apresenta os preços por m³ e um comparativo, em percentagem, entre eles tomando-se como base o concreto asfáltico. A figura 6.30 ilustra graficamente

Tendo em vista, que é considerado um valor único para a densidade aparente das misturas asfálticas a quente e a frio, então o preço do asfalto terá uma influência maior, uma vez que, as misturas mais finas necessitam de maior teor de asfalto e as que utilizam as emulsões asfálticas como ligante mesmo com um processo de fabricação mais simples ficam com preços elevados. Observa-se que apenas o pré-misturado a quente por necessitar de menor taxa de ligante é o que se apresenta com custo menor do que o concreto asfáltico. As misturas do tipo areia asfáltica a quente, o PMF e as AAUF, estão com preços superiores ao concreto asfáltico.

Tabela 6.14: Misturas asfálticas usinadas, preço R\$/m³ - tabela nº17 da SEINFRA/CEARÁ.

Revestimentos	Construção	
	%	R\$/m ³
Pré- Misturado a Quente	0,85	223,19
Concreto Asfáltico	1,00	262,51
Areia Asfalto a Quente (Acabadora)	1,08	282,81
Pré- Misturado a Frio	1,29	339,38
Areia Asfalto a Frio	1,14	298,93

Obs: a) Os preços sem BDI e sem transporte.

b) Densidade aparente para as misturas asfáltica - Dap = 2,2 t/m³.

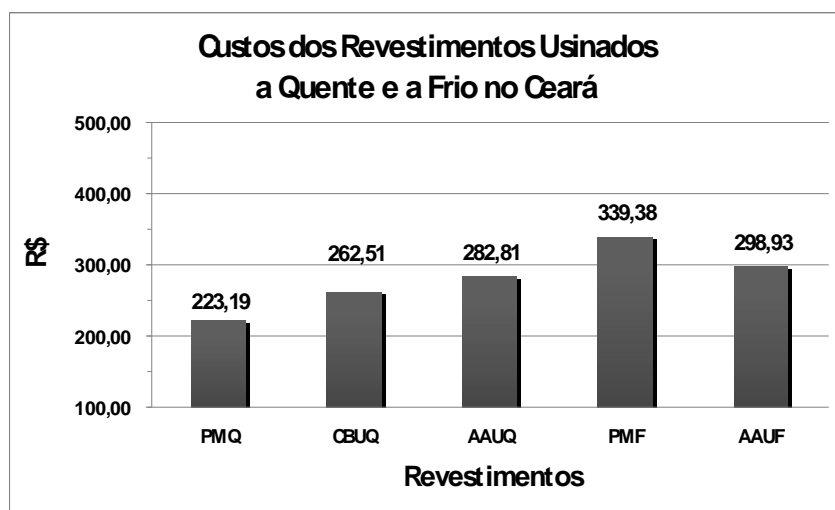


Figura 6.30: Gráfico ilustrativo da tabela 6.14 com os preços e tipos de misturas asfálticas usinadas a quente e a frio.

Tendo como base nos resultados obtidos nesta pesquisa pode-se considerar o valor da densidade aparente de 1,82 t/m³ para misturas de areia asfalto a frio com RM-1C ou RL-1C. Observa-se através dos novos cálculos uma redução nos preços (tabela 6.15), nas misturas com RM-1C em 22% e para as RL-1C em torno de 25%. O gráfico ilustrativo (figura 6.31) apresenta um comparativo de custos da AAUF da tabela nº 17 da SEINFRA com os custos nas condições propostas na pesquisa.

O transporte que não é considerado na tabela tem peso importante nos custos. As misturas de AAUF que tem como agregado areia de rio tem este item favorecido por ser um material encontrado com abundância e distribuído em todo o território do Ceará, favorecendo o preço final para este tipo de revestimento.

Tabela 6.15: Custo da AAUF para ligantes dos tipos RM-1C e RL-1C.

Revestimento		Construção
AAUF	%	R\$/m ³
AAUF	1,14	298,93
AAUF com RM-1C	0,89	233,18
AAUF com RL-1C	0,85	223,53

Obs: a) Os preços sem BDI e sem transporte

b) Considerando a Densidade Aparente da Pesquisa - Dap = 1,82.

c) Teores de Emulsão: RM-1C = 9,0% e RL-1C = 10,0%.

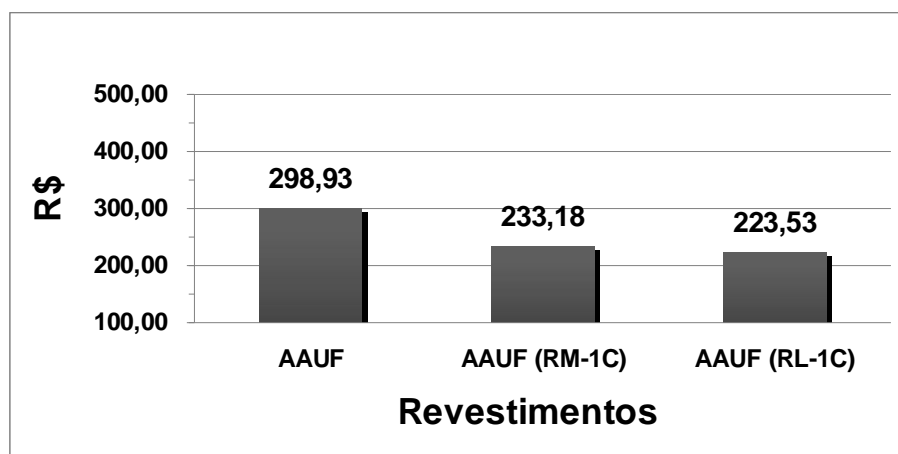


Figura 6.31: Gráfico ilustrativo com comparativo de custos da AAUF (tabela 17-SEINFRA/CE) com os custos de AAUF por tipo de emulsão nas condições propostas na pesquisa.

Deve-se destacar que o valor da densidade aparente influi no preço final da mistura asfáltica. Portanto, as densidades encontradas na pesquisa apresentam valores inferiores ao concreto asfáltico (mistura de referência), adotados no traço padrão da tabela de preços da SEINFRA-CE. Como nos custos não se contempla o transporte e a abundância de areias quartzosas de rio distribuídas por todo o Estado, reduz-se ainda mais o preço final deste revestimento.

6.9 Considerações Finais

Diante dos resultados obtidos nesta pesquisa, vê-se que é possível fazer uma dosagem adequada de uma mistura de areia asfalto a frio de forma a se ter controle de qualidade e atingir um desempenho satisfatório em campo, com garantia de comportamento adequado e de custo otimizado.

A proposta de método de dosagem de areia asfáltica a frio desenvolvida nesta pesquisa pode ser assim resumida:

1. Faixa granulométrica da areia

A faixa recomendada é apresentada na tabela 6.16:

Tabela 6.16: Faixa recomendada para AAUF

Peneira	Abertura	Faixa I (Grossa)
	(mm)	% que passa
1/2"	12,7	-
3/8"	9,5	95 - 100
n° 4	4,8	85 - 100
n° 10	2,0	65 - 90
n° 40	0,42	05 - 25
n° 80	0,18	01 - 08
n° 200	0,075	00 - 03

Obs: a) Faixa granulométrica para os agregados naturais.
b) Granulometria seca, sem lavar.

As características básicas que a areia deve apresentar são:

- equivalente de areia
 - RM-1C → E.A. $\geq 85\%$
 - RL-1C → admitem-se valores menores (mínimo 55%), para as areias de rio, por não ter problemas de mistura com grãos finos.
- forma dos grãos
 - Para análise visual: grãos $\geq 2.0\text{mm}$ → sub-angular a arredondada
 - Para análise por software: $0,2 \leq \text{Grau de arredondamento} \leq 0,5$
- filer artificial
 - Opcional: máx. 2%

Obs: a) RL-1C – adicionar o filer ao agregado antes do ligante.

b) RM-1C – adicionar o filer após o ligante.

2. As emulsões recomendadas são as seguintes:

- RM-1C
- RL-1C

Aplicação: Serviços de manutenção periódica e revestimentos asfálticos.

3. O procedimento de preparação dos corpos de prova é o seguinte:

- preparação da mistura:
 - Secar material em estufa até peso constante ou determinar a umidade do agregado.
 - Adicionar água em relação ao peso seco do agregado:

$$\text{RM-1C} = 1,0 \%$$

$$\text{RL-1C} = 2,0\%$$

- Faixa de variação sugerida para emulsão asfáltica:

RM-1C (8,1 a 9,7%)

RL-1C (8,4 a 10,0%)

- procedimento da cura de acordo com a tabela 6.17:

Tabela 6.17: Cura da mistura solta em AAUF.

Tipo de Emulsão	Estufa	Cura da mistura solta
RM-1C	Temperatura	50 °C
	Tempo	02 horas
RL-1C	Temperatura	50 °C
	Tempo	30 minutos

- Determinar a umidade no momento da compactação, para fornecer o momento ideal de compactação da mistura asfáltica no campo.

- Altura do corpo de prova aproximadamente: 60,0 a 63,0 mm

- Peso da mistura recomendado:

RM-1C = 920 g

RL-1C = 950 g

- forma de compactação:

Compactação manual Marshall: 50 golpes/face

- procedimento da cura de acordo com a tabela 6.18:

Tabela 6.18: Cura da mistura compactada em AAUF.

Tipo de Emulsão	Estufa	Cura da mistura compactada
RM-1C	Temperatura	60 °C
	Tempo	48 horas
RL-1C	Temperatura	60 °C
	Tempo	48 horas

Obs: a) Permanecer com os corpos de prova no cilindro durante a cura da mistura compactada na estufa.

b) Após a cura, retirar os CPs da estufa e deixar esfriar, desformar e colocar à temperatura ambiente por um período mínimo de 48 horas.

4. Parâmetro baseado no procedimento Marshall:

- Densidade aparente da mistura

RM-1C e RL-1C \geq 1,820

- Volume de vazios

$$RM-1C \text{ e } RL-1C < 28\%$$

5. São propriedades mecânicas fundamentais para faixa I (Grossa):

- Resistência à tração estática (RT)

$$RM-1C \geq 0,08 \text{ MPa}$$

$$RL-1C \geq 0,20 \text{ MPa}$$

- Desgaste Cantabro

$$RM-1C \text{ e } RL-1C \leq 10\%$$

- Módulo de Resiliência

A tabela 6.19 sugere valores preliminares de MR para aplicação em dimensionamento de pavimentos em rodovias com BVT por métodos mecanísticos, tendo em vista não se ter referências para este tipo de mistura.

Tabela 6.19: Módulo de Resiliência da faixa I (Grossa) para AAUF.

Compactação Manual		CAP residual: 5 a 6%		
Emulsão	RL-1C (8,4 a 10,0%)		RM-1C (8,1 a 9,7%)	
	s/ Fíler	c/ Fíler (2%)	s/ Fíler	c/ Fíler (2%)
MR (MPa)	886	657	336	431

Capítulo 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

7.1 Conclusões

Atualmente, ao se estudar materiais naturais para obras de engenharia, o primeiro questionamento é com relação ao meio ambiente. Para as areias quartzosas de rio não seria diferente, entretanto, no caso do semi-árido do nordeste brasileiro, pode-se concluir que, talvez entre os materiais naturais utilizados em pavimentação, sejam as mais ecologicamente corretas. Tendo em vista que a sua exploração reduz a quantidade de sedimentos que assoreiam os reservatórios d'água, não atinge a fauna e ocorre sem desmatamento da área. Também, pode-se destacar que provavelmente seja o único material natural utilizado pela engenharia em que as áreas exploradas durante o período de estiagem retornam às condições normais após o período das chuvas.

A grande dificuldade quando se trabalha unicamente com materiais naturais é a necessidade da definição do agregado a ser utilizado, pois para ser viável a baixo custo, o mesmo deve se enquadrar em alguma faixa normalizada da maneira como se encontra na natureza. A partir da análise de aproximadamente 270 granulometrias (banco de dados do DER, Empresas Projetistas e coletas realizadas nesta pesquisa) são propostas três faixas de graduação, variando de grossa a fina.

Os valores que vão influenciar no comportamento da mistura serão os grãos de dimensões entre 2,0mm (#nº 10) e 0,18mm (#nº 80) por serem estes os que estão presentes em maior percentagem nas areias de rio. Constatou-se graficamente, que as maiores dispersões de valores entre as amostras analisadas se encontravam nas percentagens que passam nas peneiras de 2,0mm e 0,42mm. Portanto, as três faixas propostas basicamente foram distribuídas em função destas peneiras.

Na visita aos trechos da malha em areia asfalto a frio do Ceará, através de observação tátil-visual, pôde-se constatar que as areias quartzosas mais grossas tinham melhor comportamento, com relação ao desgaste, do que as de granulometrias mais

finas. Daí a escolha para estudo da faixa I (Grossa) especificada no capítulo 5, por ser provavelmente a que necessita de menor taxa de ligante, sendo portanto, técnica e economicamente a mais viável.

Tendo em vista a representatividade do banco de dados e pelos ensaios realizados nas areias de rio pode-se concluir:

- equivalente de areia $\geq 85\%$ para emulsões RM-1C, enquanto para RL-1C admite-se valores menores (mínimo 55%) por não ter problemas de mistura com grãos mais finos;
- densidade real dos grãos variando de 2,550 a 2,680. Para o cálculo da densidade real pode ser utilizado o procedimento proposto nesta pesquisa como: exclusão da fervura, retirada da tampa do picnômetro e outras modificações;
- O FAA (ASTM 128 Método C) das areias selecionadas encontra-se enquadrado entre 40 a 43%, confirmando valores encontrados por pesquisa no Brasil com agregados naturais de origem fluvial. Estes valores enquadram-se na faixa das especificações Superpave (40 a 45%) para tráfego médio;
- através da análise visual dos grãos, de acordo com a classificação de Powers (1953), estes em sua maioria estão distribuídos entre os grupos sub-angular a arredondado;
- as imagens digitais, realizadas em corpos de prova serrados, utilizando o software Image Tool, apresentaram resultados satisfatórios quanto ao grau de arredondamento onde foram obtidos valores variando entre 0,43 e 0,49. Estes valores estão próximos dos indicados pela classificação visual, encontrando-se a maior parte dos grãos entre sub-arredondado e arredondado. Portanto esta ferramenta pode ser utilizada quando for

preciso determinar as propriedades dos agregados após a compactação das misturas asfálticas em laboratório e no campo.

Deve-se destacar que, para as misturas de areia asfáltica a frio, apesar de serem utilizadas a mais de 40 anos no estado do Ceará, são raros os projetos de mistura a frio para estes revestimentos. Todos os procedimentos de mistura e serviços baseiam-se na experiência empírica dos técnicos em campo, envolvidos nos serviços de manutenção periódica e corretiva.

Neste estudo, inicialmente, foram desenvolvidos estudos visando caracterizar os parâmetros volumétricos, densidade aparente, estabilidade e resistência à tração das areias asfálticas a frio, utilizando o método Marshall modificado, como ponto de partida. Em conjunto com as areias dos rios Aracatiçu, Aracoiaba e Jaguaribe, estudou-se também a areia do rio Curu, cuja granulometria passava cerca de 31% na peneira de nº 40 (0,42 mm), o que fugia um pouco do padrão das outras misturas. Este rio foi retirado da pesquisa e a faixa I (grossa), que de princípio o limite era de 35% do material passando na peneira de nº 40 foi reduzida para 25%.

A partir da aplicação do ensaio Marshall modificado foi possível fazer algumas conclusões:

- confirmou-se o alto volume de vazios, de maneira geral acima de 20%, cujo valor é mais alto nas misturas com emulsão RM-1C do que com RL-1C;
- no ensaio adaptado de drenabilidade nos corpos de prova com ligante do tipo RM-1C, constatou-se nos testes que os vazios das misturas são intercomunicantes, tendo em vista o valor da permeabilidade medida ($k \sim 9,5 \times 10^{-3}$), o que demonstra a necessidade no campo da aplicação de algum procedimento de impermeabilização tipo pintura asfáltica, após período inicial de cura;
- analisando-se os parâmetros volumétricos, da densidade e da resistência à tração estática chegou-se à definição de que teores na faixa de 5 a 6% de CAP residual (8 a 10% de emulsão) são valores que possibilitam a

execução de uma massa a frio de boa qualidade. Na pesquisa adotou-se para os dois tipos de emulsão o valor de referência 5,5% de CAP residual para as areias grossas de rio;

- o método de dosagem oficial não contempla a umidade a ser adicionada ao agregado. Na pesquisa encontrou-se para as RM-1C o valor de 1% e para RL-1C é de 2%, apesar destas aceitarem com qualidade teores mais altos;
- nesta pesquisa foram investigados os tempos e temperaturas de cura para as misturas, solta e compactada, para procedimento de dosagem em laboratório. Os resultados, considerando-se os parâmetros de densidade aparente e resistência à tração estática, definiram para as areias da faixa grossa I com RM-1C de 2 horas (mistura solta) a 50°C em estufa e na mistura compactada 48 horas (60°C). Nas RL-1C a mistura solta deverá ficar em cura por um período de 30 minutos em estufa a 50°C e na compactada 48 horas a 60°C. Em seguida, para os dois tipos de emulsões, os corpos de prova deverão ficar em cura, à temperatura ambiente por um mínimo de 48hs antes da realização dos ensaios para obtenção das propriedades mecânicas da mistura. As definições dos tempos de cura foram obtidas através de tratamento estatístico dos dados de densidade aparente e resistência à tração estática, para os dois tipos de emulsão;
- realizou-se uma pesquisa de comparação de perda de umidade na estufa e ao sol. Constatou-se que para tempos iguais as perdas são diferentes, portanto é importante medir a umidade no momento da compactação no laboratório para fornecer como informação ao campo, para definir, o melhor momento da compactação. Entende-se ser esta a forma mais simples e prática de transferir para o campo as características das misturas obtidas em projeto (laboratório);
- é comum nas misturas a frio, com ligante do tipo RM-1C, deixar a massa em cura por vários dias. Na pesquisa, constatou-se que quanto maior o

tempo de cura da mistura à temperatura ambiente, menor será o valor da densidade aparente e maior será a resistência à tração estática. Portanto, pode-se concluir que, para serviços emergenciais (tapa buraco) de conserva, é benéfica cura mais prolongada, apesar da densidade aparente menor favorecer o surgimento de deformações precoces na mistura compactada em pista;

- a partir dos resultados do ensaio Marshall modificado, com compactação manual, pode-se destacar que as misturas asfálticas com emulsão RL-1C apresentam valores de resistência à tração estática superiores às RM-1C o que a credencia como melhor opção para ligante nos revestimentos a frio para rodovias de baixo volume de tráfego. Entretanto, deve-se destacar que a mistura no campo de areia grossa com RL-1C é de difícil homogeneidade tendendo a aglutinar na parte fina e sem envolvimento nos grãos maiores, o que requer uma maior atenção no momento da preparação da mistura. Este problema é menor no caso do ligante ser uma RM-1C.

Complementarmente foram realizados ensaios objetivando melhor caracterização da misturas, a saber:

- com relação aos agregados (areias grossas de rio) realizou-se ensaio do AIMS para definição da forma, textura e angularidade dos grãos. Pelos resultados apresentados pode-se concluir que os parâmetros fornecidos pelo ensaio indicam que grãos possuem uma baixa resistência ao atrito, portanto, contribuindo para que as misturas possuam resistências mais baixas;
- a tomografia confirma, pela distribuição dos vazios de ar, que existe diferença entre a compactação Marshall e Giratória. Nos gráficos fornecidos pelo ensaio tomográfico observa-se que a compactação giratória apresenta um menor volume de vazios, confirmando os parâmetros (V_v) encontrados através de ensaio nos corpos de prova Marshall;

- com relação aos valores obtidos para os módulos de resiliência foram baixos, mas observa-se que estes se mantêm de maneira geral coerente com relação ao tipo de compactação e ao acréscimo do fíler. Tendo em vista a granulometria aberta da mistura e a partir das informações do AIMS na análise da forma (esfericidade média) e textura (baixa rugosidade) dos grãos que provavelmente contribuem para reduzir o atrito interno das partículas, influenciando nos valores dos módulos de resiliência das misturas de areia asfáltica a frio;
- com relação ao desgaste pelo Cantabro, os resultados do ensaio apresentaram baixos valores (máximo 7,9%), confirmado quando comparados com os valores encontrados para outros tipos de revestimentos, por outros pesquisadores. Como um dos problemas no campo com as areias asfálticas a frio é o desgaste, provavelmente o problema pode ocorrer por má dosagem ou construtivo;
- os ensaios de WTAT com adaptações para as misturas de areia asfálticas a frio mostraram-se promissores, tendo em vista o baixo desgaste. Observou-se que nos corpos de prova que apresentaram maiores valores de desgaste as superfícies encontravam-se com aparência semelhante ao campo. No momento, pelo pioneirismo com este tipo de mistura não se têm parâmetros para conclusões mais precisas;
- o LWT com adaptações, mostrou que as misturas com fíler tiveram melhor comportamento com relação à resistência ao afundamento do que as outras. Pelo observado conclui-se que este ensaio pode ter mais potencial para medir resistência do que desgaste nas misturas de areia asfáltica a frio.

Finalizando, pelo que foi pesquisado espera-se que essas misturas tenham maior durabilidade desde que tratadas de forma correta, com parâmetros de projeto, controle na confecção da mistura e procedimentos construtivos bem definidos. Deve-se também

levar em consideração que a melhoria na qualidade da AAUF significa maior durabilidade nos serviços de manutenção rodoviária. A simplicidade de produção, a abundância de material sem comprometimento ambiental de exploração e a praticidade da aplicação, aliada ao bom desempenho em campo tornam as misturas a frio uma opção viável de revestimento para as rodovias de baixo volume de tráfego.

7.2 Sugestões para Futuras Pesquisas

A seguir, encontram-se listadas recomendações para balizar futuras pesquisas:

- estender os estudos às características volumétricas e mecânicas das misturas asfálticas a frio para as faixas II e III classificadas nesta pesquisa;
- desenvolver estudos para definição de valores de módulos de resiliência a serem utilizados no dimensionamento mecânico de pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego;
- complementar estudo com relação a drenabilidade das misturas asfálticas a frio;
- estudar o comportamento das misturas asfálticas a frio com adição agregados finos artificiais;
- construir trechos experimentais com areia asfáltica a frio para acompanhamento da evolução do desgaste, objetivando comparar com os resultados de ensaios encontrados em laboratório;
- avaliar o comportamento das misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa com relação ao atrito;

- realizar estudos correlacionando as propriedades das partículas determinadas pelo AIMS (forma, angularidade e textura) com a resistência à tração estática das misturas asfálticas a frio;
- realizar estudos de dosagem a partir da resistência a deformação permanente nas misturas asfálticas a frio adaptados ao equipamento do LWT.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO, 1993, *Guide for Design of Pavement Structures*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D.C. USA.
- ABEDA, 2001, *Manual básico de emulsões asfálticas – soluções para pavimentar sua cidade*. Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos. 133 p. Rio de Janeiro.
- AKZO NOBEL, 2008, *Asphalt Applications - Paving Manual*, Akzo Nobel Surface Chemistry. Version in CD-ROM.
- AKZO NOBEL, s.d., “Bitumen emulsion”, *Technical Bulletin*. 15p. Estocolmo, Suécia.
- AL-ROUSAN, T., MASAD, E. A., MYERS, L. and SPEIGELMAN, C., 2005, “A New Methodology for Shape Classification of Aggregates Used in Asphalt Mixes”. *Transportation Research Board*. In: *84th Annual Meeting*, Washington, D.C., January .
- ALDIGUERI, D. R., 2001, *Estudo de misturas de areia-asfalto usinada à quente com asfaltos de diferentes consistências para revestimentos de pavimentos no estado do Ceará*. Dissertação de Mestrado. USP, São Paulo.
- ALDIGUERI, D. R., BERNUCCI, L.B., MOURA, E., 2000, “Estudo do comportamento quanto à deformação permanente em misturas de areia asfalto usinadas a quente”. *ABPv*. In: *Anais da 32ª RAPv*, Vol. 1, pp. 457-468, Brasília, Outubro.
- ALDIGUERI, D. R., BERNUCCI, L.B., 2002, “Desempenho de Misturas de Areia Asfalto Usinadas a Quente com o Uso de Ligantes mais Consistentes”, *Revista Transportes*, ANPET. Volume 10 nº 02, Rio de Janeiro.

- ASPHALT INSTITUTE , 1997, *A Basic Asphalt Emulsion Manual*. Manual Series nº19 (MS-19). Third Edition. Lexington, USA.
- ASSUMPÇÃO, L. C. X. e REIS, R. de F., 1979, “Experiência no Emprego e Comportamento de Pré-Misturado a Frio na BR-116/SP – São Paulo - Curitiba – Métodos de Dosagem e Controle Empregados”. In: *4º Encontro de Asfalto*. IBP, pp. 345-378, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.
- ASTM C 128-93, 1993, “Standard Test Method for Specific Gravity and absorption of Fine Aggregate”. *American Society for Testing and Materials*. USA.
- ASTM D 7196– 06, 2006, “Standard Test Method for Raveling Test of Cold Mixed Bituminous Emulsion Samples”. *American Society for Testing and Materials*. 3 p. USA.
- ASTM D 1073– 07, 2007, “Standard Specification for Fine Aggregate for Bituminous Paving Mixtures”. *American Society for Testing and Materials*. 3 p. USA.
- ÁVALOS, M. S. e OLIVEIRA, E. M., 1993, “Pré-Misturado a Frio de Graduação Aberta, Utilizando Agregados da Região de Cuiabá”. In: *27ª Reunião Anual de Pavimentação*. ABPv. Vol. 1. pp. 177-242, Teresina, Piauí, Novembro.
- BAESSO, D. P. e GONÇALVES, F. L. R., 2003, *Estradas Rurais - Técnicas Adequadas de Manutenção*. DER, Florianópolis, Março.
- BALBINOT, J. C., NAKAHARA, S. M. e CERATTI, J. A. P., 2008, “Estudo laboratorial de misturas asfálticas do tipo grave-émulsion”. In: *19º Encontro de Asfalto*. Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustíveis – IBP. Rio de Janeiro, Junho.
- BALBINOT, J.C., 2007, *Estudo de misturas asfálticas a frio do tipo grave-émulsion*. Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- BAPTISTA, C. N., 1978, *Pavimentação*. Vol 1. 3ªedição. Porto Alegre, Editora Globo.

- BARBOSA, A., 2002, *Emulsões asfálticas*. Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.
- BARROSO, S. H. de A., 2007, “Desenvolvimento de tecnologias para o uso de revestimentos asfálticos em rodovias vicinais de agropólos do Nordeste”. In: *I Seminário Internacional de Tecnologia em Estradas*. CEFET/CE. Anais em CD-Rom, Fortaleza – Ceará – Brasil, Agosto.
- BAUMGARDNER, G., 2006, *Asphalt Emulsion Manufacturing Today and Tomorrow*. Transportation Research Circular. Number E-C102. Asphalt Emulsion Technology. TRB. Pp 16-25, Washington, DC. August.
- BEHRENS, I. L. C., 1999, “Overview of low-volume roads.” *Transportation Research Record*. 1652, Transportation Research Board, National Research Council, D.C., 1–4. Washington.
- BERNUCCI, L. L. B., 1995, *Considerações sobre o Dimensionamento de Pavimentos Utilizando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da USP, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- BERNUCCI, L. L. B., 1997, “Módulo resiliente de solos lateríticos e sua aplicação ao dimensionamento de pavimentos de vias de baixo volume de tráfego”. In: *Iº Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*. ABPv, vol. 2, pp. 490-508, Rio de Janeiro, Outubro.
- BERNUCCI, L. L. B., 2007, Mesa Redonda: “Soluções regionais para pavimentos de baixo volume de tráfego”. In: *38ªRAPv/12ªENACOR*, Manaus, Agosto.
- BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G. da, CERATTI, J. A. P., *et al.*, 2007, *Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros*. 1ª Edição, Rio de Janeiro, ABEDA- PETROBRAS.

- BEZERRA, E. C., BEZERRA, J. E. G. e MENDES, M. de F. S., 1997, *Precipitações*
In: Atlas do Ceará. Secretaria de Planejamento e Coordenação (SEPLAN/
IPLANCE), pp. 22 – 23, Fortaleza.
- BOTTIN Fº, I., 1997, *Estudos de mistura de areia-asfalto pré-misturadas à quente*.
Dissertação de Mestrado. UFRGS, Porto Alegre.
- BOTTIN, I. A., CERATTI, J. A. P. e AZAMBUJA, M. A. E. de, 1997, “Areia-asfalto
Pré-misturado à Quente para Pavimentos da Planície Costeira do RS”. In: *Anais 1º
Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*.
ABPv, vol II, pp. 676-694, Rio de Janeiro, Outubro.
- BRADBURY, T., 2005, “Environmentally Optimised Design of Low Volume Sealed
Road in Sub Tropical and Tropical Climates”. In: *Young Researchers Seminar*.
TRL. May.
- BRANDÃO, R. de L., 1998, *Diagnóstico Geoambiental e os Principais Problemas de
Ocupação do Meio Físico da Região Metropolitana de Fortaleza*. Serviço
Geológico do Brasil – CPRM, Projeto SINFOR, 85 p., Fortaleza.
- BRAZ, D., MOTTA, L. M .G. da e LOPES, R. T., 1996, “O uso do tomógrafo
computadorizado na análise de misturas asfálticas”. In: *Anais do 13º Encontro de
Asfalto*. IBP, pp. 279-289, Rio de Janeiro, Dezembro.
- BROWN, E.R. and MALLICK, R.B., 1988, “An Initial Evaluation of Ndesign
Superpave Gyrotory Compactor.” *Journal of the Association of Asphalt Paving
Technologists (AAPT)*. Volume 67, pp. 101-124. Minneapolis, Minnesota.
- BUDNY, J., 2009, *Avaliação dos Efeitos de Diferentes Tipos de Cal e Misturas de
Concreto Asfáltico*. TCC de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste
do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, RS.

- BULLEN, F., 2003, “Design and construction of low-cost, low-volume roads in Australia”. *8th International Conference on Low-Volume Roads*. Transportation Research Record, v. 2, n. 1819, pp. 173-180, Reno, Nevada, June.
- BUZATTI, D. J., 1987, “Dosagem de Tratamentos Superficiais – Síntese Metodológica”. *DER-MG. Publicação Técnica*, nº 23, pp. 109-140. Belo Horizonte.
- CABANA G., LIAUTAUD, G. e FAIZ, A., 1999, “Areawide Performance – Based Rehabilitation and Maintenance Contracts for Low-Volume Roads”. In: *Seventh International Conference on Low-Volume Roads*, TRB. May.
- CARVALHO FILHO, C. R e BORDES, P., 1997, “Grave-emulsão: Técnica de mistura asfáltica a frio para manutenção e construção de rodovias”. In: *1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*. ABPv. Vol.II, pp. 706-721, Rio de Janeiro, Outubro.
- CASTELO BRANCO. V. T. F., MASAD, E. A., LITTLE, D., *et al.*, 2006, “Caracterização de forma, angularidade e textura de agregado de brita granítica e escórias de aciaria usando o Aggregate Imaging System (AIMS)”. In: *XX Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – ANPET*. Brasília, Novembro.
- CASTRO, C.A.A., 2003, *Estudo da técnica de anti-pó com emulsão de xisto em pavimentos para baixo volume de tráfego*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- CAVALCANTE, E. H., SANTOS, W. J. dos, STUMPF, T. R. A. e VEIGA, I. de L., 2009, “Uso de Emulsão Asfáltica na Estabilização Química de Três Solos de Sergipe”. In: *IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço*. IV SINAPPRE. ABPv-UFC. Fortaleza/Ceará, Brasil, Outubro.
- CHANDAN, C., SIVAKUMAR, K., MASAD, E. and FLETCHER, E. T., 2004, “Application of Imaging Techniques to Geometry Analysis of Aggregate Particles”. *Journal of Computing in Civil Engineering*. ASCE, pp. 75-82.

- CHAVES, F. J e PARENTE, F. E., 2004, “Os Tratamentos Superficiais no Estado do Ceará”. In: Workshop PETROBRÁS, Fortaleza, Janeiro.
- CHAVES, F. J., 2001, *Manual de Projeto para Rodovias de Baixo Custo*. Coordenação de Planejamento e Monitoramento/DERT. Relatório Interno. 10p. Fortaleza.
- CHAVES, F. J., MOTTA, M. G. e BENEVIDES, S. A. S., 2004, “Revestimento com Tratamento Superficial Simples em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego”. In: *17º Encontro de Asfalto. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás*. IBP. pp. 275-284, Rio de Janeiro.
- CHAVES, J. F. e MOTTA, L. M. G., 2005, “Utilização de Areia Asfalto a Frio em Rodovias com Baixo Volume de Tráfego no Estado do Ceará”. In: *36ª Reunião Anual de Pavimentação*. Curitiba – Brasil, Agosto.
- COGERH, 2001, “Plano de Gerenciamento de Água das Bacias Metropolitanas”. In: Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos. SRH-Ceará, Fortaleza, Agosto.
- COGHLAM, G. T., 2005, “Opportunities for Low-Volume Roads”. In: A5002: Committee on Low-Volume Roads. TRB.
- COLARES, J. Q. dos S., 1996, *Mapeamento Geotécnico Preliminar da Região Metropolitana de Fortaleza Escala 1:100.000*. Tese de M.Sc., Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista/UNESP, Rio Claro.
- COOK, J. R. and GOURLEY, C. S., 2002, “A Framework for the Appropriate Use of Marginal Materials”. In: World Road Association (PIARC) – Technical Committee 12 Seminar in Mongolia, June.
- COSTA, W. D. (1994) Projeto ÁRIDAS. Águas Subterrâneas. Ceará.
- COSTA, C. A., 2004, *As Emulsões Asfálticas e suas Aplicações na Pavimentação Rodoviária*. Apostila Curso de Especialização em Pavimentação. Escola Politécnica-UFBA. Salvador. Março.

- COSTA, C.A., 1986, “Tratamento Antipó – (TAP)”. In: 8º *Encontro de Asfalto*, pp.176-188, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.
- D'ANGELO, J. A., PAUGH, C., HARMAN, T. P., *et al*, 1995, “Comparison of the Superpave Gyrotory to Marshall for Field Quality Control”. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Volume 64, pp. 611-635. Portland, USA.
- DARTER, M. I., WASILL, R. G., AHFIELD, S. R., 1980, “Use of Marshall equipment in development of asphalt emulsion mixture design methods and criteria”. *Transportation Research Record*, 754, pp. 9-16.
- DER-PR, 1997, Rodovias rurais – Caminhos da educação e da produção. Manual de Projetos. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, 15p, Curitiba.
- DER-SP, 1987, *Manual Básico de Estradas Vicinais*. 1ª Edição, Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, 3 Volumes, São Paulo, Outubro.
- DERBA-ES-P-13/01, 2001, Tratamento contra pó. Especificação de Serviço. Departamento de Estradas da Bahia. Governo da Bahia. Salvador.
- DERT-ES-T 08/00, 2000, Revestimento Primário. Especificações Gerais para Serviços e Obras Rodoviárias – Terraplenagem. Departamento de Edificação, Rodovias e Transportes-DERT. Edição Revisada. 10 p. Fortaleza.
- DERT, 2000, Especificações gerais para serviços de obras rodoviárias. Departamento de Edificações Rodovias e Transportes – SETECO/CE. Edição Revisada, em CD-Rom. Fortaleza.
- DERT, 2004, Contagem classificatória de tráfego e o cálculo dos VMDAs em 268 postos da malha rodoviária estadual. Relatório final. KL Engenharia. Fortaleza, outubro.

DEPT, 2006, Informativo Gerencial. Coordenadoria de Planejamento e Monitoramento. 236p. Fortaleza.

DFID/TRL, 2003, Manual for the labour-based construction of bituminous surfacings on low-volume roads. Department for International Development-DFID. Published by Transport Research Laboratory-TRL. 92p. Crowthorne, Berkshire, RG45 6AU.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM-DNER-DNER-ES 317/97, Pavimentação – pré-misturado a frio. DNER-MT. Especificação de serviço. 14 p. Rio de Janeiro.

_____DNER-ME 03/99, Material betuminoso – determinação da penetração. Especificação de material. DNER-MT. 7 p. Rio de Janeiro.

_____ DNER-ES 043/95, Misturas betuminosas a quente–ensaio Marshall. DNER-MT. Método de ensaio. 11 p. Rio de Janeiro.

_____DNER-ES 312/97, Pavimentação – areia asfalto à quente. DNER-MT. Especificação de serviço. 13 p. Rio de Janeiro.

_____ DNER-ME 107/94 Mistura betuminosa a frio, com emulsão asfáltica – ensaio Marshall. DNER-MT. Método de ensaio. 9 p. Rio de Janeiro.

_____ DNER-ME 369/97 Emulsões Asfálticas Catiônicas. Especificação de material. IPR/DNER/MT. Rio de Janeiro.

_____ DNER-ME 54/97 Equivalente de areia. DNER-MT. Método de ensaio. 10 p. Rio de Janeiro.

_____ DNER ME 64/79 Determinação da massa específica aparente de agregados para concreto, em estado solto. 3p. Rio de Janeiro.

_____ DNER-ME 084/95 Agregado miúdo – determinação da densidade real. Método de ensaio. 3 p. Rio de Janeiro.

_____ DNER-ME 117/94 Mistura betuminosa – determinação da densidade aparente. Método de ensaio. 4 p. Rio de Janeiro.

_____ DNER-ME 133/94 Misturas betuminosas – determinação do módulo de resiliência. Método de ensaio. 5 p. Rio de Janeiro.

_____ DNER-ME 138/94 Misturas betuminosas – determinação da resistência à tração por compressão diametral. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem-MT. Método de ensaio. 4 p. Rio de Janeiro.

_____ DNER-ME 198/95 Agregados – determinação da massa específica dos agregados miúdos por meio do frasco de Chapman. Método de ensaio. 3 p. Rio de Janeiro.

_____ DNER-ME 86/94 Agregado – determinação do índice de forma. Método de ensaio. 3 p. Rio de Janeiro.

_____. DNER-ME 383/99, 1999, Desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero: ensaio Cântabro. 2 p. Rio de Janeiro.

_____. DNER-ES 386/99, 1999, Pavimentação – pré misturado a quente com asfalto polímero – camada porosa de atrito. Especificação de serviço. 15 p. Rio de Janeiro.

DNER, 1976, “Estabilização betuminosa de revestimentos primários”. *In*: 1ª RETEMER - Reunião de Técnicos em Manutenção de Estradas de Rodagem. DNER. 3ªDRF-IPR, 31p. Fortaleza, Julho.

- DNER, 1977, Emulsões Betuminosas para Pavimentos Rodoviários (Bituminous emulsions for highway pavements), Revisor de tradução João Bento Jácome Lopes, IPR (Publicação 612). Rio de Janeiro.
- DNIT, 2003, TER 005, Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia. IPR/Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte/MT. 12 p. Rio de Janeiro.
- DNIT, 2006, *Manual de Pavimentação*. 3ª edição, Rio de Janeiro, Publicação IPR-719 DPP/DNIT - Ministério dos Transportes.
- DNIT, 2009, *Rede Rodoviária do PNV – Divisão em Trechos 2009*. Ministério dos Transportes. Diretoria de Planejamento Pesquisa DPP/DNIT. Rio de Janeiro.
- DNPM, 2000, “Distritos Mineiros do Ceará”. Departamento Nacional da Produção Mineral/10º Distrito. Fortaleza.
- DUCHESNE, C., 2002, “Caractéristiques et usages des émulsions bitumineuses”. Service des matériaux d’infrastructures. *Bulletin d’information Technique*. Volume 7, nº 12, Québec, Décembre.
- DUQUE NETO, F. S., 2004, *Proposição de Metodologia para Escolha de Solo e Dosagem de Anti-pó com Emulsão de Xisto*. Dissertação de Mestrado. PEC, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ.
- DUQUE NETO, F. S., MOTTA, L. M. G. e LEITE, L. F. M., 2004, “Proposta de Método de Dosagem de Tratamento Contra Pó para Vias de Baixo Volume de Tráfego”. In: *Anais do 17º Encontro de Asfalto*, IBP, pp 146 – 157, Rio de Janeiro, Dezembro.
- ENGMAN, M., JAMES, A., NEEDHAM, D. and NG, T., 1998, “Specifying Slurry Surfacing Emulsion Quality: Particle Size and Size Distribution”. Proc., ISSA In: *36th Annual Meeting*, San Diego, California.

- EVANGELISTA JR, SOARES, J. B. e SOUZA, L. T., 2005, “Processamento Digital de Imagens Aplicado à Caracterização de Agregados quanto à Forma”. In: *Anais XIX ANPET*, pp. 1516-1528, Recife, Novembro.
- FABRÍCIO, J. M., SALATHÉ, J. E., MAGALHÃES, J. P. de, FABRÍCIO O. F., 2000, “Informativo Técnico sobre Estradas de Terra - Normas de Projeto e Política de Manutenção Utilizando o Programa Detour - Deterioration of Engineered Unpaved Roads Version 1.0 do Banco Mundial”. *Boletim Técnico*, nº 19. ABPv. 23 p. Rio de Janeiro.
- FHA, 2000, *Pavement Preservation – State of the Practice*. Federal Highway Administration. Washington D.C. USA.
- FHWA/SD LTAP, 2000, *Gravel Roads - Maintenance and Design Manual*. Federal Highway Administration (FHWA) and South Dakota Local Transportation Assistance Program (SD LTAP).104 p. November.
- FONTENELE, H. B., 2001, *Estudo para Adaptação de um Método de Classificação de Estradas Não Pavimentadas às Condições do Município de São Carlos/SP*. Dissertação Mestrado, USP, São Carlos.
- GAYER, O. A. da S., 1980, “Aplicação de pré-misturado a frio como camada de revestimento betuminoso”. In: *5º Encontro de Asfalto. Instituto Brasileiro de Petróleo – IBP*, pp. 97-114, Rio de Janeiro, Dezembro.
- GIVENS, J., 2003, “Implementation of Program Guidelines and Pilot Projects”. In: *8th International Conference on Low-Volume Roads*. Transportation Research Record, v. 1, n. 1819, pp. 155-168, Reno, Nevada, June.
- 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-UFC, Fortaleza, CE.

- GOURLEY, C., GREENING, P.A.K and BRUDEFORS, U., 1998, “A structural design guide for low volume secondary and roads in Zimbabwe”. In: *Secondary Feeder Roads Development Project (SFRDP) Workshop*, Harare, Zimbabwe, June.
- GOURLEY, C.S., GREENING, P.A.K, JONES, D. and PETTS, R., 2002, “Paving The Way For Rural Development & Poverty Reduction”. In: *20th Conference of ASEAN Federation of Engineering Organisations – CAFEO-20*, 9p. Phnom Penh, Cambodia, September.
- GOUVEIA, L. T. de, 2002, *Avaliação do Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA) da Especificação SUPERPAVE*. Tese de Mestrado. USP-São Carlos. São Carlos.
- GOUVEIA, L. T. de e FERNANDES JR, J. L., 2001, “Avaliação de agregados utilizados em obras viárias no Estado de São Paulo através do ensaio de angularidade da fração fina”. In: *Anais XV ANPET*. Campinas, Novembro.
- GREENING, P. A. K., GOURLEY, C. S. and TOURNEE, J. M., 1999, “Increasing skills of labour-based contractors through transfer of appropriate road surfacing technology”. In: *7th Conference on Asphalt Pavement for Southern África*. CAPSA. Victoria Falls, Zimbabwe.
- HALL, D. K. and BETTIS, J. W., 2000, *State of Practic: Pavement Design Procedures For Low-Volume Roads*. Development of Comprehensive Low-Volume Pavement Design Procedure. Asrkansas State Highway and Transportation Department MBTC 1070. Final Report, 34 p. July.
- HARMAN, T., BUKOWSKI, J. R., MONTIER F., *et al.*, 2002, “The History and Future Challenges of Giratory Compaction 1939 to 2001”. In: *Transportation Research Board - TRB*, Washington, USA.
- HASLEHNER, W., 1997, “European Design Guidelines for Low-Volume Roads”. In: *Anais do 1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*, ABPv, pp 207 – 217, Rio de Janeiro, Brasil, Outubro.

- HENNING, T. F. P., GIUMMARRA, G. J., and ROUX, D. C., 2008, *The development of gravel deterioration models for adoption in a New Zealand gravel road management system (GRMS)*. Land Transport NZ Research Report 348. 96 pp. New Zealand.
- HUDSON, W. R.; MEYER, A. H., 1997, “Guidelines for material requirements of low volume roads”. In: *Anais Simpósio internacional de pavimentação de rodovias de baixo volume de tráfego*, ABPv, Vol 1, pp. 12-28, Rio de Janeiro/RJ, Outubro.
- ILDOT, 1995, *Pavement Design Procedures*, Illinois Department of Transportation, Springfield, IL, Aug.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE PETRÓLEO, 1983, *As emulsões asfálticas e suas aplicações rodoviárias*. Tradução Engº Saul Birman., Rio de Janeiro, IBP.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE PETRÓLEO, 1999, *Informações básicas sobre materiais asfálticos*, 6ª Edição revisada. Rio de Janeiro, IBP.
- INSTITUTO DE ASFALTO, 2002, *Manual do asfalto*. Edição revisada. Série do manual nº 4 (MS-4), Rio de Janeiro, PETROBRÁS.
- IPECE, 2007, “Ceará em Mapas” In: Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará, SEPLAG-CEARÁ. Fortaleza. Disponível na Internet: www2.ipece.ce.gov.br/atlas/credito/. Acessado em 20.01.10.
- IPR/DNIT, 2004, Coletânea de normas, manuais e outras publicações. Ministério dos Transportes (MT).CD rom. Rio de Janeiro.
- IPT, 1988, *Estradas vicinais de terra – Manual técnico para conservação e recuperação*. 2ª Edição. São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo.

- IVARSSON, S. and CALVO, C. M., 2002, *Private-Public Partnership for low volume roads: the Swedish Private Roads Associations*. National Federation for Private Road Associations in Sweden and World Bank. Nov.
- JAHREN, C. T., 2001, *Best Practices For Maintaining And Upgrading Aggregate Roads In Australia And New Zealand*. Staff Paper P2002-01. LRRB/Minnesota Department of Transportation. Research. Maplewood. MN, USA, September
- JAHREN, C. T., SMITH, D., THORIUS, J., RUKASHAZA-MUKOME, M., WHITE, D. and JOHNSON, G., 2005, *Economics of Upgrading an Aggregate Road*. Final Report. Mn DOT. 72 p. St. Paul. Minnesota., January.
- JAMES, A., 2006, "Overview of Asphalt Emulsion". *Transportation Research Circular*. Number E-C102, Asphalt Emulsion Technology, TRB, pp. 1-15. Washington, DC, August.
- JAMES, A. D., STEWART, D. and VENING, P., 1988, "Cationic Bitumen Emulsions: Theory and Applications". In: Presented at the 6th Strassenkonferenz, 13 p. Budapest.
- JOHNSON, A., CLYNE, T. R. and WOREL B. J., 2009, 2008-MnROAD Phase II Construction Report. Minnesota Department of Transportation Office of Materials and Road Research. 159 p. Maplewood, Minnesota. June.
- JOHNSON, G., 2003, "Minnesota's Experience with Thin Bituminous Treatments for Low-Volume Roads", *Transportation Research Record*, 1819, TRB, National Research Council, pp. 333-337. Washington, DC.
- JOHNSON, G., PANTELIS J., 2008, Otta Seal Surfacing of Aggregate Roads. M&RR. Minnesota Department of Transportation. MnDOT. 5p. Minnesota.
- JORDY FILHO, S., SALGADO, O. A. e FRONZAR, B. C., 1981, *Vegetação - As Regiões Fitoecológicas, sua Natureza e seus Recursos Econômicos*. In: Projeto RADAM/BRASIL, Folha SA, 24 Fortaleza, v. 21, pp. 309 – 360, Rio de Janeiro.

- KANDHALL, P. S. and KOEHLER, W. P., 1985, “Marshall Mix Design Method: Current Practice”. *Journal of Association Asphalt Pavement Technologist*, vol. 71.
- KELLER, G. AND SHERAR, J., 2003, *Low-Volume Roads Engineering - Best Management Practices Field Guide*. Produced for U.S. Department of Agriculture (USDA). In cooperation with U.S. Agency for International Development (USAID), Conservation Management Institute, Virginia Polytechnic Institute and State University. June.
- LARSEN, J., 1985, *Tratamento superficial na conservação e construção de rodovias*. ABEDA, 143 p. Rio de Janeiro, Abril.
- LE CORROLER, A., 2005, The Use of Bitumen Emulsion in Europe. European Asphalt Pavement Association. Disponível em:
[www.eapa.org /START/positionprs_publications/ papers /bitumen. htm](http://www.eapa.org/START/positionprs_publications/papers/bitumen.htm). Acesso em: 23 de agosto de 2008.
- LEBO, J. and SCHELLING, D., 2001, “Design and Appraisal of Rural Transport Infrastructure”. World Bank Rural Travel and Transport Program. World Bank Technical Paper, nº 496, Washington D.C.
- LEITE, D. B., 1964, *Tratamentos Superficiais Betuminosos – Noções Gerais e Métodos de Dosagem*. Rio de Janeiro. Instituto de Pesquisas Rodoviárias-IPR. Conselho Nacional de Pesquisa.
- LEPSCH, I. F., 2002, *Formação e Conservação dos Solos*. 1ª Edição. São Paulo, Oficina de Textos.
- LIBERATORE, L. A., FABRI JR, A. e SOUZA, M. D., 2002, “Tratamento Superficial Utilizando Emulsão Asfáltica de Alto Desempenho. Avanços Recentes”. In: *16º Encontro de Asfalto*. IBP. Anais em CD-rom. Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.
- LOCAL ROAD NEWS, 2006, “National research centre for local roads”. *Published by ARRB Group Ltd*. 2 p. Number 64, Australia, December.

- LOPES, J. B. J. e KASUGA, F., 1976, “Misturas Tratadas com Emulsão – MTE”. In: *1º Encontro de Asfalto*. IBP, Rio de Janeiro, Dezembro.
- LOPES, M. M., BESSA, I. S., CASTELO BRANCO, V. T. F. E SOARES, J. B., 2010, “Efeito do tipo de compactação nos parâmetros volumétricos e no comportamento mecânico de misturas asfálticas”. In: *20º Encontro de Asfalto – IBP*, Rio de Janeiro, RJ.
- LOPEZ. M. L., 2003, “Policy for Sustainable Low-Volume Rural Roads in Costa Rica”. In: *8th International Conference on Low-Volume Roads*, Transportation Research Record- TRR, pp. 01-08, Reno, Nevada, June .
- LRRB, 2006, To Pave or Not To Pave? Local Road Research Board. 4p. Minnesota, October.
- MACHADO, F. P., 1985, *Calçamento*. 1ª Edição. Fortaleza, CEMINAS – Companhia Cearense de Mineração.
- MADZIKIGWA, B. B., 2003, “Nature and effects of low-volume roads in Botswana”. In: *8th International Conference on Low-Volume Roads*, Transportation Research Record, V. 1, n. 1819, pp. 88-96, Reno, Nevada, June.
- MAMLOUK, M.S., WOOD, L. E., GADALLAH, A, 1980, “A Laboratory Evaluation of asphalt emulsion mixtures by use of the Marshall and indirect tensile tests”. *Transportation Research Record*, 754, pp. 17-22.
- MARQUES, G. L. de O., 2004, *Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Mistura Asfáltica; Efeito da Compactação por Impacto e Giratória*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Novembro.
- MASAD, E. and BUTTON, J. W., 2000, “Unified imaging approach for measuring aggregate angularity and texture”. In: *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, pp. 273-280.

- MASAD, E., OLCOTT, D., WHITE, T., AND TASHMAN, L., 2001, “Correlation of fine aggregate imaging shape indices with asphalt mixture performance”. In: 80th Annual Meeting, *Journal of the Transportation Research Board*. Paper nº01-2132, Washington, D.C, January.
- MASAD, E. A., 2005, *Aggregate Imaging System (AIMS): Basics and applications*. Texas Transportation Institute. The Texas A&M University System. Project performed in cooperation with the Texas Department of Transportation and the Federal Highway Administration. Report nº FHWA/TX-05/5-1707-01-1. 58 p. October.
- MEDINA, J. & MOTTA, L. M. G., 1997, “Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos de baixo volume de tráfego”. In: *Anais 1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*. ABPv, vol 1, pp. 190-199, Rio de Janeiro, Outubro.
- MEDINA, J. de, 1997, *Mecânica dos Pavimentos*. 1ª Edição. Rio de Janeiro, Editora UFRJ, COPPE/UFRJ.
- MEDINA, J. de, PREUSLER, E. S. e PREVITERA Fº, J., 1982, “Valor Estrutural de Camadas de Pré-Misturado a Frio Preparado com Emulsão Asfáltica”. In: *6º Encontro de Asfalto*, IBP, pp. 116-159, Rio de Janeiro, RJ. Dezembro.
- MEDINA, J. de, 1962, O ensaio de equivalente de areia. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - CNP. 07 – GTPv. - 62 – 03. 53p. Rio de Janeiro.
- MEDINA, J. e MOTTA, L. M. G. da, 2005, *Mecânica dos Pavimentos*. 2ª Edição. Rio de Janeiro, UFRJ.
- MELLO, B. I. C. de, 1992, “Pré-Misturado a Frio e Lama Asfáltica – Uma associação alternativa de baixo custo para a recuperação de rodovias”. In: *26ª Reunião Anual de Pavimentação*. ABPv. Vol. 2. pp. 918-953, Aracaju – Sergipe, Outubro.

- MELO, A. L. de, 1986, “Areia Asfalto”. *Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv*. 93 p. Recife.
- MELO, A. L. de e SANTANA, H., 1970, “Tratamentos Superficiais”. In: *11ª Reunião Anual*. Associação Brasileira de Pavimentação, Campinas, São Paulo, Julho.
- MERTENS, E. W. e WRIGHT. J. R., 1959, “Cationic Asphalt Emulsions: How They Differ from Conventional Emulsion in Theory and Practice”. In: *Proceedings of the HRB*, Vol.38, pp. 385-397.
- MICELI Jr, G., 2006, *Comportamento de solos do Estado do Rio de Janeiro estabilizados com emulsão asfáltica*. Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia-IME, Rio de Janeiro.
- MILLER GROUP, 2007, Building rural and urban infrastructure. The Miller Group Company Information. 24p. Ontario. Canada.
- MONTGOMERY, d. c., 1984, *Design and analysis of experiments*. 2ª Edição. New York, John Willey & Sons, Inc.
- MOREIRA, F. E. B., 2003, *Algumas considerações sobre evolução geométrica das patologias em vias não-pavimentadas: Estudo de caso no município de Aquiraz*. Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes (PETRAN), Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE.
- MOTTA, L. M. G. da, TONIAL, I., LEITE, L. M. e CONSTANTINO, R. S., 1996, Princípios do projeto e análise SUPERPAVE de misturas asfálticas. Tradução Comentada. Rio de Janeiro, IBP, Agosto.
- MOTTA, L. M. G.da, 1991, *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critérios de Confiabilidade e Ensaios de Cargas Repetidas*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

- MOULTHROP, J. S, HICKS, G. R., BALLOU, W. R., 1997, “Emulsion: The future of pavement maintenance? Emulsified asphalt seeks its niche in the paving industry”. *Asphalt Contractor Magazine*, pp. 48-53, February.
- MUENCH, S. T., WHITE, G. C., MAHONEY, J. P., PIERCE, L. M., and SIVANESWARAN, N., 2004, “Long-lasting low-volume pavements in Washington state”. In: *Proc., Int. Symposium on Design and Construction of Long Lasting Asphalt Pavements*, pp. 729-773, Auburn, Ala.
- MUENCH, S.T., MAHONEY, J.P., WATARU, W., CHONG, L. and ROMANOWSKI, J., 2007, “Best Practices for Long-Lasting Low-Volume Pavements”. *Journal of Infrastructure Systems*. ASCE, pp. 311-320. December.
- MULLER, R. M., MOTTA L. M. G. da e RAMOS C. R., 2006, “Avaliações de resistência à derrapagem e de permeabilidade em trechos de pavimentos intertravados”. In: *13.^a Reunião de Pavimentação Urbana – 13.^a RPU*. ABPv. Anais em cd-rom. Maceió/AL, Abril.
- MYERS, L. A. and ROQUE, R., 2001, “Evaluation of top-down cracking in thick asphalt pavements and the implications for pavement design.” *Perpetual bituminous pavements, Transportation research circular* No. 503, Transportation Research Board, National Research Council, pp. 79–87. Washington, D.C.
- NASCIMENTO, H. R. C., 2005, Tecnologia dos Ligantes Betuminosos – Emulsões. Simpósio Brasileiro de Pavimentação. Brasília. Junho. Disponível em: <http://www.inovarbrasil.com.br/simposio/palestras/tecnologiadosligantesbetuminosos>. Acesso em: 04 setembro de 2007, 22:30.
- NASCIMENTO, L. A. H., LEITE, L; CAMPOS, E. F., MARQUES, G. L. O. e MOTTA, L. M. G. da, 2006, “Uso da tomografia computadorizada e de imagens digitais para o estudo de misturas asfálticas”. In: *18^o Encontro de Asfalto*. IBP. CD-rom. Rio de Janeiro, Maio.

- NBR 6299, 1999, Emulsões asfálticas – Determinação do pH. ABNT. 2 p. Rio de Janeiro, Outubro.
- NBR 6567, 2000, Emulsões asfálticas – Determinação da carga de partícula. ABNT. 3 p. Rio de Janeiro, Setembro.
- NBR 6569, 2000, Emulsões asfálticas catiônicas – Determinação da desemulsibilidade. ABNT. 3 p. Rio de Janeiro. Setembro.
- NBR 6570, 2000, Emulsões asfálticas – Determinação da sedimentação. ABNT. 3 p. Rio de Janeiro. Setembro.
- NBR 14376, 1999, Emulsões asfálticas – Determinação do resíduo asfáltico por evaporação – Método expedito. ABNT. 2 p. Rio de Janeiro, Outubro.
- NBR 14393, 1999, Emulsões asfálticas – Determinação de peneiração. . ABNT. 3 p. Rio de Janeiro, Novembro.
- NBR 14491, 2000, Emulsões asfálticas - Determinação da viscosidade Saybolt Furol. 8 p. Rio de Janeiro, Setembro.
- NBR 14746, 2001, Microrrevestimentos a frio e lama asfáltica – Determinação de perda por abrasão úmida (WTAT). 4 p. Rio de Janeiro. Outubro.
- NBR 14841, 2002, Microrrevestimentos a frio – Determinação de excesso de asfalto e adesão de areia pela máquina de LWT. 4 p. Rio de Janeiro. Abril.
- NOBRE JR, E. F., 2007, “Rodovias não pavimentadas: problemas e soluções”. In: *I Seminário Internacional de Tecnologia em Estradas*. CEFET/CE. Anais em CD-Rom, Fortaleza – Ceará – Brasil, Agosto.
- NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F., 1995, “Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos”. São Paulo, Editora Vilibor.

- ODA, S., 1995, *Caracterização de uma Rede Municipal de Estradas Não-Pavimentadas*. Dissertação Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo.
- OECD, 1986, “Economic Design of Low Traffic Roads”, *Report OECD Road Transport Research*, Paris, France.
- OKDOT, 1996, *State of Oklahoma County Roads Metric Design Guidelines Manual*, Oklahoma Department of Transportation and the Association of County Commissioners of Oklahoma, Oklahoma City, OK, May.
- OLIVEIRA, J.B., 2001, “O Novo Sistema Brasileiro de Classificação de Solos”, *Revista Técnica, O Agrônomo*, 53(1), pp. 8-10, Campinas.
- OLOO, S., LINDSAY, R. & MOTHILAL, S., 2003, “Experiences with Otta seals and gravseals as low cost surfacing alternatives for low volume roads in South Africa”. In: *8th International Conference on Low-Volume Roads*, Transportation Research Record, v. 2, n. 1819, pp. 306-313, Reno, Nevada, June.
- OVERBY, C., 1999, “A guide to the use of Otta seals”, *Road Technology Department Report*, nº 93, Norwegian Public Roads Administration, Norway.
- OVERBY, C., 2006, “A brief of the Otta Seal”. In: *International Workshop*. Nairobi, Kenya, 28th February – 1st March.
- OVERBY, C. and PINARD, M. I., 2008, “Appropriate standards and specifications for surfacing of low - volume rural roads”. In: *The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, Goa, India, October.
- OVERBY, C. and PINARD, M. I., 2007, “Development of an economic and practical alternative to traditional bituminous surface treatments”. *Transportation Research Record. Journal of the Transportation Research Board-TRB*. v. 1, n. 1989, pp. 226-233. Washington DC.

- PAIGE-GREEN, P., 2006, “Appropriate Roads for Rural Access”. In: *Third Gulf Conference on Roads (TGCR06)*, TGCR – P015. 10p., Pretoria, South Africa, March .
- PARANHOS, C. A. da S., 1978, “Características Tecnológicas das Emulsões Asfálticas Catiônicas”. In: *3º Encontro de Asfalto*. IBP. pp. 71-82, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.
- PARANTAINEN, J. and MERILÄINEN, A., 2003, “Meeting Challenges of Rural Road Management Caused by Decreasing Population and Changes in Industrial Structure”. In: *8th International Conference on Low-Volume Roads*, Transportation Research Record- TRR, pp. 53-58, Reno, Nevada, June.
- PARENTE, F. E., 2000, “Rodovias de Baixo Volume de Tráfego em Revestimento Asfáltico (TCP – Tratamento Contra Pó)”. Monografia de Especialização, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Ceará.
- PELLENZ, E., 1986, Paralelepípedos de alvenaria poliédrica. ABGE. Artigo Técnico 11, 1ª Edição, 37 p. São Paulo.
- PETROBRÁS, 1996, Manual de serviços de pavimentação. BR DISTRIBUIDORA. 100 p. Rio de Janeiro.
- PINARD, M., 2006, “New Approaches to Sustainable Provision of Low-Volume Sealed Roads”. In: *28th International Workshop*, Nairobi, Kenya, February.
- PINE INSTRUMENT COMPANY, 2010, Aggregate image measurement system. Model: AFA2A. Operation Manual. 110 p. Mar. Grove City, PA.
- PINTO, C. de S., 2000, *Curso básico de mecânica dos solos*. 1ª Edição , São Paulo, Ed. Oficina de Texto.
- PINTO, S., 2006, Materiais Betuminosos – Conceituação, especificação e utilização. SE-2/IME/Ministério do Exército. Edição revista e ampliada, Rio de Janeiro.

- PINTO, S., PREUSSLER, E. S., 1980, Módulos Resilientes de Concretos Asfálticos . Departamento Nacional de Estradas de Rodagens (DNER) – Instituto Pesquisas Rodoviárias (IPR). Rio de Janeiro.
- PINTO, S., PREUSSLER, E. S., 2002, *Pavimentação Rodoviária – Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis*. 2ª edição. Rio de Janeiro. Editora COPIARTE Ltda.
- PITOMBEIRA, A. C., 2004, *Estudo comparativo entre bases granular e poliédrica utilizadas na pavimentação viária de Fortaleza*. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil, UNIFOR, Fortaleza.
- POWERS, M.C., 1953, “A new roundness scale for sedimentary particles”. *Journal Sedimentary Petrology*, vol. 23, pp. 117-119.
- PREGO, A. S. da S., 2001, *A memória da pavimentação no Brasil*. 1ª Edição. Rio de Janeiro. ABPv – Associação Brasileira de Pavimentação.
- PREUSSLER, E. S., 1983, *Estudo da Deformação Resiliente de Pavimentos Flexíveis e Aplicação ao Projeto de Camadas de Reforço*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- PROWELL, B. D. and HADDOCK, J. E., 2002, “Superpave for Low Volume Roads and Base Mixtures”, *Journal of AAPT*. Vol. 71.
- QUEIROZ, C. A. e VISSER, A.T., 1978, “Uma Investigação dos Módulos de Resiliência de Revestimentos Betuminosos Brasileiros”. In: *Anais da 14ª Reunião Anual de Pavimentação*. ABPv. Rio de Janeiro.
- R DEVELOPMENT CORE TEAM, 2009, *R: A language and environment for statistical computing*. R Foundation for Statistical Computing. Vienna, Austria. ISBN 3-900051-07-0, URL. Disponível em: <http://www.R-project.org>. Acesso em: 20 de outubro de 2009.

- RABÊLO, A. N., 2006, *Contribuição ao Estudo da Imprimação Betuminosa das Bases Rodoviárias do Estado do Ceará*. Dissertação de Mestrado, PET/UFC, Fortaleza, CE.
- RABÊLO, A. R., CHAVES, F. J., BARROSO, S. H. A., *et al.*, 2009, “Diagnóstico das Rodovias de Baixo Volume de Tráfego com Revestimento Poliédrico do Estado do Ceará”. In: *IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço*. ABPv, Fortaleza/CE - BRASIL, Outubro.
- READ, J. and WHITEOAK, D., 2003, “*The Shell Bitumen Handbook*”. *Fifth edition*. London, UK. Shell Bitumen. Thomas Telford Publishing
- REIS, R. M. M., BERNUCCI, L. B., ZANON, A. L., *et al.*, 2003, “Misturas Areia-Asfalto de Alta Resistência”. In: *12ª Reunião de Pavimentação Urbana*. ABPv.16 p. 1 cd-ROM, Aracaju, Sergipe, Novembro.
- RIBEIRO, F. R. S., 2007, *Concepção de Método Simplificado de Levantamento e Análise de Defeitos em Vias Não-Pavimentadas*. Fortaleza. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE.
- RIBEIRO, M. A. D., 1991, *Dosagem de Pré-Misturados a Frio de Graduação Aberta*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- RIBEIRO, M. A. D. e MEDINA, J. de, 1990, “A Influência da Temperatura na Formulação de Pré-Misturados a Frio de Graduação Aberta”. In: *10º Encontro de Asfalto*. IBP, pp. 01-09, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.
- ROHDE, L., CERATTI, J.A.P., TREICHEL, D.K., 2009, “Avaliação laboratorial de misturas asfálticas produzidas em temperaturas intermediárias”. In: *6º Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões – CBR*, Florianópolis.

- ROSSITER, A., MELO, A. L. DE & MOREIRA, M. R. P., 1999, “Rodovias com baixo volume de tráfego – Estágio atual e perspectivas”. In: *IV ENACOR*. CD-Rom, Fortaleza.
- SABOGAL, F. S., 1996, “Diagnóstico sobre el reciclado com emulsión asfáltica de pavimentos flexibles en Colômbia”. In: *Anais da 30ª Reunião Anual de Pavimentação*. ABPv. Vol.3, pp. 1562-1574, Salvador-Bahia, Novembro.
- SADC, 2003, *Guideline on Low Volume Sealed Roads*. SATCC. Gabarone, Botswana, July.
- SANT’ANA, W. C., 2001, “Influência dos granulares finos nas misturas de AAUQ”. In: *33ª RAPv*. Anais em cd-rom.ABPv, pp. 162-174, Florianópolis, Novembro.
- SANT’ANA, W. C., 2009, *Contribuição ao Estudo de Solo-Emulsão em Pavimentos de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego para o Estado do Maranhão*. Tese de D.Sc., Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- SANTANA, H., 1965, “Pesquisas Iniciais sobre Revestimentos de “Areia-RC2”, no Estado do Ceará”. In: *I Simpósio sobre Pesquisas Rodoviárias*. IPR, 84-GTPC-65-02, Rio de Janeiro.
- SANTANA, H., 1971, “Tratamento contra pó em solos de características lateríticas”. In: *Anais da XIIª Reunião Anual de Pavimentação*. ABPv. Florianópolis/SC.
- SANTANA, H., 1993, “Manual de pré-misturados a frio”. 1ª Edição. (2ª Reimpressão). Rio de Janeiro, IBP.
- SANTANA, H., 1993, “Mecânica dos pavimentos de baixo custo”. In: *Anais da 27ª Reunião Anual de Pavimentação*, ABPv, vol 1, pp. 489-521, Teresina.
- SANTANA, H., 1996, “Experiência do Nordeste Brasileiro em Revestimentos de Tratamento Superficial e Areia Asfalto”. In: *Anais da 30ª Reunião Anual de Pavimentação*, ABPv, vol 4, pp. 2.199-2.231, Salvador, Bahia.

- SANTOS, D. M. e RAMOS, R. F., 2005, *Os minerais pesados da plataforma continental interna leste do Estado do Ceará*. Relatório de Graduação. Departamento de Geologia/CC/UFC, Fortaleza.
- SANTOS, J. de D. G., 1998, *Contribuição ao Estudo dos Solos Lateríticos Granulares como Camada de Pavimento*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- SCHLOSSER, R. C. J., 1987, “Pré-Misturados a Frio em Restauração de Pavimentos”. In: *22ª Reunião Anual de Pavimentação*. ABPv, Vol. 2. pp, 495-515, Maceió, Alagoas, 31 de Agosto a 04 de Setembro.
- SCHLOSSER, R. C. J.; MATTOS, A. B. G. de e MAUAD, R. de C. C., 1988, “Emprego de Pré-Misturado a Frio em Pavimentação Rodoviária”. In: *9º Encontro de Asfalto*. IBP, pp.261- 281, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.
- SCHMIDT, R. J., 1972, “A Practical Method for Measuring Resilient Modulus of Asphalt-treated Mixes”. *Transportation Research Record*, nº404, TRB, pp. 22-32, Washington, DC.
- SD LTAP, 2009, *The Connection - between Transportation Technology and Local Government*. SD LTAP Customer Report. South Dakota Local Transportation Assistance Program. Newsletter. 8 p. Volume 22, Number 1, Spring.
- SENÇO, W. De, 1997, *Manual de Técnicas de Pavimentação*. Vol. I. 1ª Edição. São Paulo, Editora Pini.
- SENÇO, W. De, 2001, *Manual de Técnicas de Pavimentação*. Vol. 2, 1ª Edição. São Paulo, Editora Pini.
- SERFASS, J. P., POIRIER, J. E., HENRAT, J. P. and CARBONNEAU, X., 2004, “Influence of curing on cold mix mechanical performance”. *Materials and Structures /Matériaux et Constructions*, Vol. 37, pp. 365-368, France, June.
- SETUR-CE, 1998, “Clima e Temperatura”, *Ceará e Turismo*, Março.

- SILVA JÚNIOR, C. A. P. e SÓRIA, M. H. A., 2003, “Contribuição à dosagem de misturas de areia-asfalto feitas com emulsão de ruptura lenta”. In: *34ª Reunião Anual de Pavimentação*, ABPv, Campinas, São Paulo, Agosto.
- SILVEIRA, M. A., 1999, *Estudo sobre Adição de Polímero em Areia-Asfalto a Frio*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, São Carlos/SP, Março.
- SOARES, J. B., 2001, Curso de Tecnologia de Pavimentos. LUBNOR-PETROBRÁS. Apostila. Fortaleza/CE.
- SOLIZ, V. V. P., 2007, *Estudo de solos do Estado do Rio de Janeiro estabilizados com emulsão asfáltica*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- SOUZA, L. T., F. EVANGELISTA Jr. e SOARES, J. B., 2006, “Processamento digital de imagens aplicado à análise micro mecânica de misturas asfálticas”. In: *18º Encontro de Asfalto – IBP*, Rio de Janeiro, RJ.
- SOUZA, M. L. de., 1976, *Pavimentação rodoviária*. 1ª Edição. Rio de Janeiro. Volume II. MT-DNER-IPR 609/22.
- SRH/CE, 1992, *Plano Estadual de Recursos Hídricos*. Secretaria de Recursos Hídricos do Estado do Ceará, 4 volumes, Fortaleza.
- SRH/CE, 2005, *Atualização do Plano Estadual de Recursos Hídricos – Diagnóstico, Planejamento e Formulação de Programas*. Secretaria de Recursos Hídricos do Estado do Ceará, Fortaleza.
- SUGUIO, K., 1973, *Introdução à sedimentologia*. São Paulo. Editora Edgard Blücher Ltda.
- SUGUIO, K., 1982, *Rochas Sedimentares: Propriedades - Gênese – Importância Econômica*. São Paulo, Editora Edgard Blücher Ltda.

- THANAYA, N. A., 2007, *Review and Recommendation of Cold Asphalt Emulsion Mixtures (CAEMs) Design*. CED, Vol. 9, Nº. 1, pp. 49-56. March.
- THENOUX, G.; GONZÁLEZ, A.; HALLES, F., 2003, “Chilean structural design guide for low volume roads. Transportation Research Record”. In: *8th International Conference on Low-Volume Roads*, v. 2, n. 1819, pp. 306-313, Reno, Nevada, June.
- THOMAZ, C. A., 1984, *Pavimentação de estradas vicinais*. São Paulo, ABCP. ET-65, 53p. Abril.
- THULER, R. B.; MOTTA, L. M. G., 2006, “Uso dos ensaios LWT e WTAT modificados para teste de dosagem de tratamento antipó aplicado a solos do Estado do Rio de Janeiro”. In: *18º ENCONTRO DE ASFALTO*. IBP, 1 CD-ROM, Rio de Janeiro, Maio.
- THULLER, R. B, 2005, *Estudo de solos do Estado do Rio de Janeiro para aplicação em baixo volume de tráfego*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- TIMM, D. H., NEWCOMB, D. E. and SELVARAJ, I., 2006, “A Practical Guide to Low-volume Road Perpetual Pavement Design”. In: *International Conference on Perpetual Pavement*. Ohio Research Institute for Transportation and the Environment. May.
- TRL-IPC/BR, 1994, “Manutenção de Estradas Não Pavimentadas”. 2ª Edição. São Paulo. *Manual Internacional de Conservação Rodoviária*. Vol. II de IV.
- TUCHUMANTEL JR, O., 1990, “Influência da umidade de compactação no PMF denso”. In: *10º Encontro de Asfalto*. IBP. pp. 09-15, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.
- TxDOT, 2006, Asphalt Emulsion. Texas Department of Transportation. Division of Construction. 5p. USA, October.

- UNITED STATES DEPARTMENT OF ARMY-USDA, 1995, *Unsurfaced road maintenance management – technical manual*. TM 5-626. Washington, USA: Headquarters, U.S. Department of the Army. 50 p.
- VALE, A. M. do, 1979, Manual provisório de pavimentação de baixo custo baseada na estabilidade betuminosa de revestimentos primários. DPT/DAER/CE. Documento Interno. 10 p. Fortaleza.
- VANCE, A., 2009, O poder da linguagem R fascina analistas. The New York Times. (tradução: Paulo Migliacci). Disponível em: <http://estatisticaesteouaquele.blogspot.com/2009/01/software-r-no-new-york-times.html>. Acesso em: Sábado, 10 de janeiro.
- VASCONCELOS, K. L., F. EVANGELISTA Jr. e J.B. SOARES, 2005, “Análise da estrutura interna de misturas asfálticas”. In: *XIX Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, Recife, PE.
- VDOT, 2000, Pavement Design Guide for Subdivision and Secondary Roads. In Virginia Department of Transportation. Prepared by Materials Division Virginia Transportation Research Council. Revised, January.
- VIEIRA, R. I., 1960, “Areia-asfalto por Processo Molhado”. In: *Anais da 1ª Reunião Anual da ABP*. Associação Brasileira de Pavimentação, pp. 298-314, Rio de Janeiro, Julho.
- VOGT, J. C., 1978a, “Comentários sobre os métodos de ensaio e de dosagem dos pré-misturados a frio preparados com emulsões asfáltica catiônicas – Recomendações para métodos adaptados às peculiaridades brasileiras”. In: *Anais 3º Encontro de Asfaltos*. IBP, pp. 301-345, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.
- VOGT, J. C., 1978b, “Recomendações para o Preparo das Misturas Betuminosas Formuladas com Emulsões Asfálticas Catiônicas”. In: *Anais 3º Encontro de Asfalto*. IBP, pp. 346-385, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.

- VOGT, J. C., 1980, “Um Levantamento das Características dos Pré-Misturados a Frio Preparados com Emulsões Catiônicas – Tentativa de Recomendações”. In: *Anais 5º Encontro de Asfalto*. IBP, pp. 342-383, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.
- VOGT, J.C., 1982, “Recomendações para a Construção de Estradas de Baixo Custo”. In: *6º Encontro de Asfalto*, Instituto Brasileiro de Petróleo-IBP, pp. 332-423, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.
- WALLER JR, H. F., 1980, “Emulsion mix design methods: An overview”. *Transportation Research Record*, 754, pp. 1-8.
- WAPA, 2004, *Washington Asphalt Pavement Association*. Disponível em : www.asphaltwa.com/wapa_web/ . Acesso em: 20 abril 2007.
- WATERS, J. C., 2009, “Long-term dust suppression using the Otta seal technique”. *NZ Transport Agency Research. Report*, 368. 51 pp. Wellington, New Zealand.
- WESSELING, D. H., 2005, *Estudo do Comportamento Mecânico de Misturas em Concreto Asfáltico com incorporação de Resíduos Industriais*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.
- WILDE, W. J., 2008, *Design Procedure for Bituminous-Stabilized Road Surfaces for Low-Volume Roads*. In: Minnesota Local Road Research Board-LRRB. Final Report. Minnesota, August.
- WINER, B. J., 1971, *Statistical principles in experimental design*. 2.ed. Rio de Janeiro, McGraw-Hill.
- WOREL, B. J., 2003, “MnROAD HMA Performance”. In: *MnROAD Workshop*. Gervais Ave Maplewood, MN 55109, February.
- WOREL, B. J. and CLYNE, T. R., 2007, “Low Volume Road Performance Related to Traffic Loadings at Minnesota Road Research Project”. *Transportation Research Record*, 1989, Vol. 2, 300-305.

- WOREL, B. J., JENSEN, M. and CLYNE, T. R., 2008, "Economic Benefits Resulting from Road Research Performed at MnROAD". In: *International Conference of Accelerated Pavement Testing*, Madrid, Spain, October.
- WORLD BANK, 2005, The World Bank - Surfacing Alternatives for Unsealed Rural Roads. Transport and Rural Infrastructure Services Partnership (TRISP). TRISP-DFID/ World Bank Partnership, September.
- WSDOT - Washington State Department of Transportation, 1995, *WSDOT Pavement Guide*. Washington State Department of Transportation, Olympia, WA.
- ZHENG, C., LI, H., XU, H. and XIANG, D., 2005, "Road Pavement Design in Northwestern China Grassland". *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, Vol. 6, pp. 1184-1193, China.
- ZIMMERMAN, K. A. and WOLTERS, A.S., 2004, *Local Road Surfacing Criteria*. South Dakota Department of Transportation. Office of Research. Final Report n° SD2002-10-F. 112 p. June.

ANEXOS

Anexo A: Ano de conclusão da implantação ou recapeamento de trechos em AAUF. (ANO: 2004)

TRECHO		D. O.	EXT.	CONCL.
ENTR. BR-226/CE-368	FEITICEIRO	04	25,1	1982
ENTR. CE-123(QUIXERÉ)	ENTR. CE-358(A)/265(LIM. DO NORTE)	04	18,1	1982
ENTR. CE-060	AÇUDE DO CEDRO(QUIXADÁ)	02	4,7	1986
ENTR. CE-189(ARARENDÁ)	ENTR. CE-192(PORANGA)	08	14,0	1987
ENTR. CE-040	SUCATINGA(BEBERIBE)	01	0,8	1987
ENTR. CE-040	PARIPUEIRA(BEBERIBE)	01	0,6	1987
ENTR. CE-275(PIQUET CARNEIRO)	ENTR. CE-060(ZÓRRA)	06	18,0	1989
ENTR. BR-402/CE-354(VARJOTA)	URUBURETAMA	03	10,7	1990
ENTR. CE-354(BU)	PALMÁCIA	01	16,9	1991
ENTR. CE-275(A)(NOVA FLORESTA)	ENTR. CE-275(B) p/ FEITICEIRO	04	3,2	1991
ENTR. CE-375	SÃO PEDRO DO NORTE(JUCÁS)	09	2,5	1991
BAIXIO	ENTR. CE-286(IPAUMIRIM)	09	9,3	1992
ENTR. CE-187(A)	ENTR. CE-187(B)/363/BR-020(TAUÁ)	08	2,7	1993
ENTR. CE-240(MERUOCA)	ENTR. CE-241 p/ ALCÂNTARAS	07	7,4	1993
ENTR. CE-440	ALCÂNTARAS	07	14,5	1994
ENTR. BR-122/CE-359	OCARA	02	4,2	1994
ENTR. CE-151(IPAUMIRIM)	ENTR. BR-116	09	5,1	1994
ENTR. CE-356(B)(CRUZ)	MULUNGU	02	8,6	1996
MULUNGU	ARATUBA	02	18,6	1996
MACEIÓ	ENTR. CE-540 p/ BARRA DO FORTIM	04	3,6	1996
ENTR. CE-540 p/ BARRA DO FORTIM	ENTR. CE-510(FORTIM)	04	2,2	1996
ENTR. CE-510(FORTIM)	ENTR. CE-040(A)(VIÇOSA)	04	2,7	1996
FEITICEIRO	ENTR. CE-153(A) p/ ORÓS	04	8,9	1996
ENTR. CE-293(B)	ENTR. CE-496(ABAIARA)	10	8,1	1996
ENTR. CE-040	ENTR. CE-123(FORTIM)	04	1,8	1996
ENTR. CE-065(PACOTI)	ENTR. CE-356(PERNAMBUQUINHO)	02	4,3	1997
ENTR. CE-253(PERNAMBUQUINHO)	ENTR. CE-065(A)(GUARAMIRANGA)	02	8,9	1997
ENTR. CE-153(ORÓS)	AÇUDE ORÓS	09	3,4	1997
ENTR. BR-020/CE-266(BOA VIAGEM)	ENTR. BR-226(PEDRA BRANCA)	06	42,7	1998
ENTR. BR-122/CE-359(QUIXADÁ)	DOM MAURÍCIO	02	23,1	1998
CANAÃ	ENTR. CE-163(A)(ESTRELA)	03	6,4	1998
QUIXABA	ENTR. CE-551 p/ MAJORLÂNDIA	04	3,6	1998
ENTR. CE-187	CANINDEZINHO(NOVA RUSSAS)	08	3,1	1998
ENTR. CE-253	PICO ALTO	02	3,9	1998
ENTR. CE-123	BARRA DO FORTIM	04	2,3	1998
ENTR. CE-261	BARREIRAS(ICAPUÍ)	04	2,7	1999
ENTR. CE-359	AEROPORTO(QUIXADÁ)	02	0,9	1999
ENTR. CE-040	AEROPORTO(ARACATI)	04	0,2	1999
ENTR. CE-261	REDONDA(ICAPUÍ)	04	6,3	1999
SUASSURANA	VOLTA	09	3,3	2000
BARREIRA	ENTR. BR-116(CHOROZINHO)	02	15,7	2004

Anexo B: VMD, deflexão e irregularidade da malha em AAUF do Ceará. (DERT, 2006)

Código do Trecho	TRECHO		Ext. (m)	VDM		Deflexão		IRI	
				veículo/dia	Ano da Contag.	Deflexão (1/100 mm)	Ano	Valor do IRI	Ano
065ECE0130	Entr. CE-354(Bu)	Palmácia	1943	449	2004	45	2001	11,5	2001
065ECE0130	Entr. CE-354(Bu)	Palmácia	15000	449	2004	45	2001	7,6	2001
065ECE0210	Entr. CE-356(B)(Cruz)	Mulungu	8619	375	2004*	45	2001	6,8	2001
065ECE0230	Mulungu	Aratuba	560	374	2004	45	2001	9,3	2001
065ECE0230	Mulungu	Aratuba	18000	374	2004	45	2001	6,1	2001
123ECE0010	Maceió	Entr. CE-540 p/ B.arra	3578	322	2000	45	2001	5,7	2001
123ECE0030	Entr. CE-540 p/ Barra	Entr. CE-510 (Fortim)	2184	322	2000	21	2001	6,7	2001
123ECE0050	Entr. CE-510 (Fortim)	Entr. CE-040 (Viçosa)	2664	322	2000	45	2001	7,3	2001
151ECE0030	Baixio	Entr. CE-286	932	240	1997	36	2001	12,2	2001
151ECE0030	Baixio	Entr. CE-286	8367	240	1997	81	2001	6,5	2001
153ECE0110	Entr. CE-275 N.Floresta	Entr. CE-275 Feiticeiro	3239	126	2000	45	2001	3,4	2001
166ECE0150	Entr. CE-275 P. Carneiro	Entr. CE-060 (Zôrra)	17980	88	2004*	61	2001	5,5	2001
168ECE0430	Entr. BR-020/CE-266	Entr. BR-226 P. Branca	3042	136	2004*	29	2001	9,2	2001
176ECE0330	Entr. CE-187(A)	Entr. CE-187(B) (Tauá)	2708	100	1999	52	2001	4,7	2001
241ECE0010	Entr. CE-440	Alcântaras	842	342	2004*	75	2001	8,7	2001
241ECE0010	Entr. CE-440	Alcântaras	13673	342	2004*	71	2001	6,2	2001
243ECE0010	Entr. BR-402/CE-354	Uruburetama	1116	131	2004*	140	2001	8,5	2001
243ECE0010	Entr. BR-402/CE-354	Uruburetama	9570	131	2004*	119	2001	7,4	2001
253ECE0210	Entr. CE-065 (Pacoti)	Entr. CE-356 (Pernamb)	4310	270	2000	45	2001	6,7	2001
257ECE0050	Entr. BR-122/CE-359	Ocara	4244	779	2004*	26	2001	6,4	2001
265ECE0210	Entr. BR-122/CE-359	Dom Maurício	19050	190	2000	36	2001	5,0	2001
265ECE0210	Entr. BR-122/CE-359	Dom Maurício	4000	190	2000	55	2001	7,9	2001
265ECE0390	Entr. CE-189	Entr. CE-192 (Poranga)	1450	404	2000	46	2001	9,0	2001
265ECE0390	Entr. CE-189	Entr. CE-192 (Poranga)	12585	404	2000	39	2001	7,6	2001
275ECE0010	Entr. BR-226/CE-368	Feiticeiro	867	173	2004	39	2001	14,4	2001
275ECE0010	Entr. BR-226/CE-368	Feiticeiro	24265	173	2004	58	2001	4,3	2001
275ECE0050	Feiticeiro	Entr. CE-153(A) p/	8925	140	2004*	45	2001	4,3	2001
286ECE0030	Entr. CE-	Entr. BR-116	5091	189	2004*	62	2001	6,4	2001
346ECE0030	CANAÁ	Entr. CE-163(A)	6362	164	1999	29	2001	4,4	2001
354ECE0550	BARREIRA	Entr. BR-116	15710	305	2004*	38	2001	6,7	2001
356ECE0010	Entr. CE-253	Entr. CE-065(A)	8896	186	2000	45	2001	5,9	2001
371ECE0010	Quixaba	Entr. CE-551 p/	3642	250	1999	23	2001	7,0	2001
377ECE0090	Entr. CE-123 (Quixeré)	Entr. CE-358(A)/265	4413	745	2004*	79	2001	8,5	2001
377ECE0090	Entr. CE-123 (Quixeré)	Entr. CE-358(A)/265	13687	745	2004*	60	2001	6,0	2001
393ECE0070	Entr. CE-293(B)	Entr. CE-496 (Abaiara)	8132	111	2004*	45	2001	6,1	2001
440ECE0010	Entr. CE-240 (Meruoca)	Entr. CE-241 p/	7378	377	2004*	47	2001	8,9	2001
481ECE0030	Suassurana	Volta	3324	248	1999	45	2001	3,9	2001
503ACE0010	Entr. CE-153(ORÓS)	Açude Orós	3420			45	2001	7,4	2001
508ACE0010	Entr. CE-040	Sucatinga (Beberibe)	770			45	2001	5,0	2001
510ACE0010	Entr. CE-040	Entr. CE-123 (Fortim)	1786			45	2001	7,8	2001
511ACE0010	Entr. CE-040	Paripueira (Beberibe)	623			45	2001	9,0	2001
513ACE0010	Entr. CE-060	Açude do Cedro	4661			43	2001	6,1	2001
521ACE0010	Entr. CE-187	Canindezinho (N.	3124			37	2001	6,1	2001
534ACE0010	Entr. CE-261	Barreiras (Icapuí)	2717			45	2001	5,0	2001
536ACE0010	Entr. CE-375	São Pedro do Norte	2546			45	2001	5,0	2001
538ACE0010	Entr. CE-253	Pico Alto	3893			45	2001	9,6	2001
540ACE0010	Entr. CE-123	Barra do Fortim	2251			45	2001	7,1	2001
545ACE0010	Entr. CE-359	Aeroporto (Quixadá)	941			45	2001	5,7	2001
548ACE0010	Entr. CE-040	Aeroporto (Aracati)	210			45	2001	4,2	2001
549ACE0010	Entr. CE-261	Redonda (Icapuí)	6261			36	2001	4,9	2001

Obs: 1) Código do trecho em negrito – trecho dividido em 2 sub-trechos homogêneos em irregularidade.

2) * Contagem volumétrica e classificatória em 2004.

3) IRI alto, para baixo volume de tráfego, acima de 5,0

Anexo C: Granulometrias das areias de rio do Ceará.

Trecho	Localização	9,53	4,76	2,00	0,42	0,177	0,074
Limite faixa Superior		100	100	100	50	15	5
Limite faixa Inferior		100	85	65	5	1	0
Posto fiscal da fazenda-BR020 (5km)	Rio Itapebussú	100	99	81	24	7	3
Posto fiscal de Parambú (44km)	Rio Puiú	100	100	96	70	8	0
Pst. fisc. Gabriel Jardim BR222 (44km)	Rio Coité	100	98	80	25	5	2
Posto fiscal Ipaumirim BR116 (5,5km)	Riacho Cachimbo	100	98	91	11	4	1
Baturité – Pacoti (est.8)	Rio Putiú	100	100	96	35	11	6
Quixadá-Juatama (2,7 km da est.0)	Riacho da Felicidade	100	100	98	44	22	6
Morro Redondo - Sucesso	Rio Acaraú	100	100	82	22	2	0
Pst. Fiscal Monte Alegre (a 2,3 km) Icó	Rio Salgado	100	100	94	29	12	4
Croatá – Pentecoste (25 km est.0)	Rio Curú	99	92	75	28	10	2
Posto de Pesagem de Pacatuba	Rio Aracoiaba	100	96	84	18	3	1
Barabalha – IBACIP	Rio Salamanca	100	100	99	42	3	0
BR116 – Alto Santo	Riacho Taberna	100	96	85	12	2	1
4º D.O. de Limoeiro do Norte	Rio Jaguaribe	99	93	79	29	3	1
8º D.O. de Crateús	Sem identificação	100	92	73	8	3	2
BR116 – Flores	Rio Jaguaribe	100	100	86	6	1	0
Mombaça - Acopiara	Sem identificação	100	96	79	1	0	0
São Sebastião – Carius (est. 423)	Sem identificação	96	88	66	9	7	5
Mombaça - Acopiara	Rio Jaguaribe	99	91	72	7	3	1
Acopiara – Iguatu	Rio Jaguaribe	100	100	82	21	5	3
Taparuaba – Olho D’água do Pajé	Sem identificação	99	95	73	12	3	2
Pacoti – Guarimiranga	Sem identificação	100	98	88	20	3	2
Granja - Camocim	Sem identificação	100	96	88	15	4	3
Limoeiro - Quixeré	Rio Quixeré	99	96	89	33	2	0
Desvio da CE253 (Pacujá) 2,2 km	Rio Jaibas	100	100	90	27	22	2
Aprazível - Coreaú	Sem identificação	99	92	79	24	9	4
Aeroporto do Iguatu	Rio Jaguaribe	100	100	89	24	3	0
Paramoti	Rio Canindé	100	99	95	9	2	1
Barra Nova	Rio Choró	98	95	87	19	3	0
D.O. Itapipoca	Sem identificação	100	98	88	15	6	2
Quixadá – Aç. Cedro (a 18,5km est.0)	Rio São Caetano	100	100	92	27	4	0
D. O. Aracoiaba (novembro 1999)	Rio Aracoiaba	100	98	90	27	3	1
D. O. Aracoiaba (março 2000)	Rio Aracoiaba	100	96	87	16	4	1
D. O. Limoeiro do Norte (março 2000)	Rio Jaguaribe	100	90	77	9	2	1
Cidade de Jaguaruana (novembro 98)	Rio Jaguaribe	100	95	81	17	3	1
D. O. Aracati (novembro 98)	Rio Jaguaribe	100	97	88	31	2	0
Sta Quitéria - Varjota	Rio dos Macacos	98	95	86	9	1	0
Jaguaretama – Solonópoles (est.10)	Riacho do Sangue	100	99	86	15	8	4
Jaguaretama – Solonópoles (est.1768)	Riacho do Sangue	100	99	93	15	7	5
Quixadá – Quixeramobim (est.931)	Riacho Fco Holanda	100	98	87	18	4	1
Quixadá – Quixeramobim (est.1402)	Riacho Uruquê	100	99	90	14	3	1
Camocim – Divisa CE/PI (est.2634)	Rio Ubatuba	100	97	83	27	9	2
Cascavel – Aquiraz (est.1616)	Rch. Caponga	100	99	98	66	6	0

	Roseira						
Ce-138 – Potiretama (est. 770 variante)	Rio Figueiredo	100	100	94	22	2	0
Pacujá – Mucambo (3,8 km de Pacujá)	Rio Jaibas	100	97	90	35	2	0
Fortaleza - Aracoiaba	Rio Aracoiaba	100	100	97	31	12	2
Entr. CE060 - Baturité (a 2,5 km)	Rio Putiú	100	100	96	35	11	5
Barbalha – Arajara	Rio Salamanca	100	99	98	49	7	2
CE-371 – Nova Jaguaribara (est.1020)	Rio Jaguaribe	94	83	68	45	9	2
CE-371 – Nova Jaguaribara (est.236)	Riacho do Estevão	98	95	86	8	2	1
Gal. Sampaio – Tujuçoca (est.523)	Riacho das Pedras	96	94	87	17	1	0
BR-116 (km 63)	Rio Chorozinho	100	97	86	33	4	0
Cruzeta – Tamboril (3 km de Cruzeta)	Riacho Araras	98	93	74	3	1	0
Icarai – Amontada (est. 1084)	Rio Aracatiaçu	100	100	99	40	3	0
Barreira – Chorozinho (0,2 km Choró)	Rio Choró	96	92	83	24	9	2
Morro Redondo – M. Tabosa (est.15)	Riacho dos Macacos	100	94	75	10	3	1
Entr. CE354 - Palmácia	Não indicado	100	99	75	30	8	2
Itarema – Almofala (14 km de Itarema)	Rio Aracati-Mirim	100	100	99	40	3	0
Jucás – Cruzeta (est.2715)	Rio Jaguaribe	100	99	98	67	10	2
Arneiroz – Antonina do Norte (est.195)	Rio Jaguaribe	97	92	75	12	1	1
Limoeiro do Norte –Quixeré (1,3 km)	Rio Quixeré	100	87	62	9	1	0
Parazinho – Granja (est.2559)	Riacho Jaguarapi	97	93	82	30	7	0
Parazinho – Granja (est.3288)	Rio Cachoeira	100	99	93	11	3	2
Cidade de Sobral (km 229 da BR222)	Rio Acaraú	100	99	92	14	5	2
Viçosa do CE – Pe. Vieira (est.1020)	Rio Piranji	100	98	85	16	7	2
Jijoca – Cruz (7,5km Entr. P. Aranaú)	Rio Acaraú	100	97	81	14	8	4
Granja – Parazinho (a 4,7 km)	Riacho Jaguarapi	99	95	82	32	6	0
Granja – Parazinho (próximo)	Rio Realeza	100	98	80	9	3	1
Entr.CE187-Quiterianópolis (est.5)	Rio Poty	100	93	77	15	2	0
Cristais – Morada Nova (est. 2081)	Rio Palhano	100	97	90	36	3	1
Entr. BR-020 – Choró (est. 878)	Rio Caiçara	99	95	80	26	4	2
Granja – Viçosa (a 2km da est.1570)	Riacho Trapiá	100	97	88	34	5	2
Entr.CE085 - Gualdrapas (est. 840)	Rio Curú	100	94	86	18	5	1
Camocim – Granja (est.289)	Sem identificação	100	93	74	9	2	1
Entr.BR-020 - Tauá	Rio Puiu	100	95	72	9	3	1
BR116 – Jaguaruana (3 km est.1340)	Rio Campo Grande	100	100	99	58	3	0
Crateús - Ipaporanga	Rio Serrote	100	99	92	70	9	5
Santa Quitéria - Hidrolândia	Riacho dos Macacos	100	99	93	9	3	1
Sucatinga – Entr. BR-304 (1,5 km)	Rio Jaguaribe	96	92	83	25	1	0
Cascavel (a 8,7km) - Beberibe	Rio Choró	100	96	75	16	7	2
Resid. do DAER – Limoeiro do Norte	Rio Jaguaribe	98	92	80	12	2	1
Residência do DAER – Quixeramobim	Rio Quixeramobim	99	94	83	35	5	1
Residência do DAER – Mombaça	Rio Banabuiú	92	84	70	12	2	0
Residência do DAER – Iguatu	Rio Jaguaribe	93	89	64	42	8	0
Residência do DAER – Aracati	Rio Jaguaribe	100	98	89	29	4	2
Cascavel – Beberibe (15 km – est.523)	Rio Choró	100	97	95	43	4	0
Alto Santo (a 0,2km) - Iracema	Rio Figueiredo	100	100	94	22	2	0
Entr.CE184 (a 2,8km est.0) - Saboeiro	Rio Jaguaribe	99	97	90	28	5	2
Entr. Trairi – Barrento (a 0,3 km)	Rio Mundaú	100	96	75	16	7	2

Croatá – Pentecoste (6 km da est.988)	Rio Curú	99	93	74	28	8	2
Antonina do Norte – Assaré (9,0 km)	Rio São Miguel	100	99	96	36	5	2
Entr.CE421 – S.G. Amarante (e. 1202)	Rio Anil	100	100	99	70	12	2
Itaitinga – Pacatuba (17 km na CE060)	Rio Baú	100	98	86	24	5	2
Restauração Aeroporto de Juazeiro	Rio Salamanca	100	98	96	58	5	0
Aeroporto de Aracati (A - 01)	Rio Jaguaribe	100	96	79	30	4	3
Aeroporto de Aracati (A - 02)	Rio Jaguaribe	100	97	90	39	4	2
Entr. CE-184 – Choró (próx. Ao Icó)	Rio Salgado	95	91	84	56	10	4
Residência do DAER – Aracoíaba	Riacho do Padre	100	98	92	30	3	1
São Sebastião – Tarrafas (est.645)	Rio dos Bastiões	96	87	68	14	4	2
Acaraú – Itarema (8,0 km de Itarema)	Rio Acaraú	98	93	84	14	4	2
Barrento – Lagoa do Mato (a 12,4 km)	Rio Cruxati	100	99	90	10	2	0
Residência do DAER – Maranguape	Rio Gereau	100	99	92	11	1	0
Vinte – Mineirolândia (est.162)	Rio Cedro	98	94	80	6	2	1
Santa Quitéria – Varjota (est. 1453)	Rio Tocaia	98	95	86	8	1	0
Entr. CE-085 - Guriú	Rio Pesqueiro	100	100	96	17	9	3
Residência do DAER – Sta Quitéria	Riacho dos Porcos	98	95	83	35	7	1
Canaã – Barrento (3 km)	Rio Cruxati	100	98	86	18	4	1
BR-222 (Local. Primavera) (a 6,5 km)	Rio Cauípe	100	100	74	9	2	0
Crato – Farias Brito (0,3 km-est.1463)	Riacho Seco	95	88	71	14	8	4
Crato – Farias Brito (1,1 km - est.45)	Rio Batateira	100	99	97	51	10	4
Mineirolândia – Caraúna (est.1418)	Rio Patú	100	100	92	10	1	0
Nova Olinda – Aratama (est.530)	Riacho do Bolso	95	90	80	32	14	8
Amontada – Miraíma (0,4km - est.967)	Riacho Garrote	98	91	70	16	2	1
Araripe – Potengi (a 8,0 km)	Riacho Quinqueleré	97	92	85	57	9	2
Vinte – Mineirolândia (0,3 km-est.150)	Rio Muchinatol	97	91	79	27	4	2
Contorno do Pecém (3,8 km da ponte)	Rio Cauípe	100	94	83	18	3	1
BR-116 – Aurora (a 1km – est.873)	Rio Tipi	100	100	85	15	4	2
Itapipoca – Barrento (a 1km – est.475)	Riacho Salgado	100	93	81	26	7	4
Br-116 – Pirangi (a 3,7 km – est. 0)	Rio Choró	100	100	94	30	8	1
Marco – Bela Cruz (a 1 km do Marco)	Braço do Rio Acaraú	100	94	70	17	8	4
Cascavel - Bebebribe	Rio Choró	100	96	75	16	7	2
Morrinhos (0,6 km) – Sant. do Acaraú	Riacho Morrinhos	98	91	69	22	10	0
Tianguá – São Benedito (33km – est.1)	Rio Caiçara	100	98	76	16	7	0
Sta Teresa – Tauá (est.3645)	Riacho Boa Vista	100	96	90	30	3	0
Cascudo - Icó (a 22 km de Cascudo)	Rio Salgado	100	100	92	32	6	2
Milagres - Abaiara	Riacho do Canto	100	100	99	48	11	3
Residência do DAER – Sobral	Rio Coreau	100	98	92	15	3	1
Residência do DAER – Itapipoca	Rio Sororó	99	97	86	31	9	1
Residência do DAER – Crateús	Rio Olho d'água	98	90	82	22	7	2
Suassurana–Aç. Trussu (0,3km Iguatu)	Rio Jaguaribe	100	99	93	15	7	5
Acesso a CE-040 (a 10km do Eusébio)	Rio Choró	100	100	91	22	4	1
Milhã - Betânia (a 1,36 km - est.13)	Rio Jenipapeiro	100	95	83	11	2	1
Aeroporto de Juazeiro (a 19,6 km)	Rio Salamanca	100	98	96	58	5	1
Br-304 - Icapuí (a 28,8 km - est. 0)	Rio Jaguaribe	96	89	70	25	8	4
Tabuleiro-Lim. do Norte (2k,mest.306)	Rio Jaguaribe	100	96	87	47	4	1
Aquiraz - Entr.453 (82 km - est. 0)	Rio Choró	100	96	89	34	6	2

Jardim-DivisaCE/PE (17,8km - es.108)	Riacho Ritirana	100	93	77	19	4	0
Tauá – S. Gonçalves do Umari (est.1884)	Não identificado	100	98	90	11	5	3
Mauriti – Divisa CE/PB (est.748)	Riacho Carnaubinha	97	78	49	17	3	1
Mauriti – Divisa CE/PB (est.575)	Rio Monte Alegre	98	93	78	10	2	1
Aratama – Potengi (est.1296)	Riacho Croatá	100	99	89	6	4	3
Entr.BR116-Alto Santo (1,0km e. final)	Rio Jaguaribe	100	100	94	29	10	4
Entr.CE040-Tapuio (a 1,4km da e.125)	Rio Pacoti	100	96	83	21	2	1
Baturité-S. Sebastião (0,9km de B.Vista)	Sem denominação	100	100	97	47	9	1
Cariré-Ípú (a 15 km)	Rio Jatobá	100	99	87	23	4	2
Cariré-Ípú (est. 3454)	Riacho S. Francisco	100	100	86	20	3	2
Crato-Barbalha (Ac. ao Parque est.243)	Rio Salamanca	95	89	82	43	7	2
Milagres-Abaiara	Riacho do Canto	100	100	99	48	7	3
Milagres-Abaiara (a 0,2km da est.395)	Rio Abaiara	95	91	82	22	3	1
Varz. Alegre-Umarizeira (0,7km-est.824)	Rio São Caetano	96	89	79	17	5	3
Varz. Alegre-Umarizeira (0,2km-est.1015)	Rio Poço do Mato	100	97	90	19	4	2
Entr.BR116-Porteiras (a 0,8km)	Riacho Vieira	100	98	84	35	10	5
Santa Quitéria - Morro Redondo (est.200)	Rio Frade	100	100	92	46	2	1
Jacaúna-Entr.CE040 (34km-est.0)	Rio Choró	100	99	95	21	5	3
Novo Oriente-Tauá (est. 1514)	Rio Besouro	100	98	87	33	3	1
Novo Oriente-Tauá (est. 3645)	Riacho Boa Vista	100	96	90	30	3	1
Novo Oriente-Tauá (est. 643 + 15 m)	Rio Lagoa de Dentro	100	98	86	25	2	1
Icó - Iguatu (a 3 km)	Rio Jaguaribe	100	88	74	11	2	0
Maranguape - Ladeira Grande (est.409)	Rio São Gonçalo	100	100	82	17	3	1
Entr. Parambu (13km) - Tauá	Rio Puiú	100	95	72	9	2	1
Santa Quitéria-Salitre (a 5,2 km-est.861)	Riacho Mucambo	97	93	75	11	2	1
Entr.CE-184 (2,8km) -Saboieiro	Rio Jaguaribe	99	97	90	28	4	2
Gualdrapas-Barrento (est. 1296)	Rio Mundaú	100	96	75	16	7	2
Fortaleza - Primavera (a 8,5 km)	Rio Cauípe	100	100	74	9	1	0
Morada Nova - Jaguaretama (est.3618)	Riacho das Pedras	100	97	82	8	2	1
Morada Nova - Jaguaretama (est.2922)	Riacho da Cruz	100	97	88	10	3	2
Morada Nova - Jaguaretama (est.1083)	Riacho Santa Rosa	100	98	94	15	3	2
Cruzeta-Divisa CE/PI (a 9,1km-est.1082)	Rio Conceição	97	89	74	16	2	1
Icó - Iguatu (est. 28)	Rio Salgado	100	100	93	39	4	1
Icó - Iguatu (est. 2536 - final)	Rio Jaguaribe	100	100	96	43	4	1
BR222-Mucambo-Pacujá (est.1700)	Rio Jaibaras	100	100	96	32	12	5
Massapê - Senador Sá (a 1,8 km de SS)	Riacho Cotendas	100	98	66	31	3	0
Viçosa - Tianguá (km 274 da BR-222)	Rio Caiçara	100	100	96	26	2	0
Entr.BR116 (20km)-Lavras da Mangabeira	Rio Salgado	96	89	78	25	5	2
BR020 - CE060 (a 0,25km da est.774)	Rio Cangati	100	98	89	18	1	1
BR-020 - CE021 (est.2293)	Rio Russinho	100	99	95	40	4	2
BR-020 (Boa Viagem)	Rio Capitão Mor	100	100	91	34	9	2
BR222 (Sobral)	Rio Acaraú	98	92	78	26	3	1
BR-304	Rio Aracatiçú	100	100	86	16	2	0
BR-020	Rio Juazeiro	100	100	88	32	5	2
BR-020	Rio Falcão	100	93	89	19	4	2
BR-020 (km 190)	Rio Carrapateira	100	100	95	13	3	2
BR-116	Rio Choró	99	97	93	40	15	1

Barrento – Baleia (a 3,3 km da est.773)	Rio Cruxati	100	100	71	16	10	3
Nova Russas - Ararendá	Rio Acaraú	100	90	83	12	2	0
Paracuru - S. Gonçalo do Amarantes	Rio São Gonçalo	100	95	75	9	2	0
Canindé (36,5 km)-Salitre (F)	Rio Xinauquê	100	98	89	19	1	0
Canindé (26 km)-Salitre (F)	Rio Curú	100	100	95	31	2	0
Município de Itapipoca (F)	Rio S/Identificação	100	98	85	13	1	0
D.O. de Itapipoca (F)	Riacho da Embira	100	99	80	10	2	1
D.O. de Sobral (EMBRAPA) (F)	Rio Acaraú	100	97	81	11	1	0
D.O. de Crateús (F)	Rio Poty	100	96	81	12	2	1
D.O. de Santa Quitéria (F)	Rio dos Macacos	99	98	89	13	2	0
D.O. de Aracoiaba (F)	Rio Aracoiaba	98	92	79	14	2	1
D.O. de Limoeiro do Norte (F)	Rio Jaguaribe	99	97	91	22	1	0
D.O. de Maranguape (F)	Rch Poço do Nêgo	100	97	89	27	5	1
D.O. de Iguatu (F)	Rio Jaguaribe	99	97	92	42	5	1
D.O. de Quixeramobim (F)	Rio Quixeramobim	99	96	87	46	6	1
D.O. do Crato (F)	Rio Salamanca	100	100	99	61	3	0
Viçosa - Pe. Vieira (a 0,1km da est.1020)	Rio Pirangi	100	98	85	16	4	2
Banabuiú - Solonópole	Rio Banabuiú	95	86	72	12	2	1
Nascente do Rio	Rio Aracatimirim	100	99	95	18	2	1
São Paulino - Flamengo	Rio Trussu	100	95	85	15	2	0
Amontada (dist. 6 km)	Rio Aracatiaçu	99	90	75	10	1	0
BR-222 (São Luís do Curu)	Rio Curu	100	99	94	31	4	1
Choró-Barreira (Fz Criançó)	Rio Choró	100	97	91	29	3	0
Quixeramobim (Abaixo da Barragem)	Rio Quixeramobim	98	92	75	12	2	0
Antonina do Norte - Assaré	Rio Cachoeira	97	94	86	36	3	0
BR-222 - Santana do Acaraú	Riacho Madeira	100	99	86	11	3	2
BR-222 - Santana do Acaraú	Riacho Rolas	100	98	86	9	2	1
BR-222 - Santana do Acaraú	Rio Acaraú	100	91	60	14	2	1
Cidade de Alto Santo	Rio Figueredo	98	92	78	19	2	1
Barrento - Baleia	Rio Cruxati	99	98	91	39	3	1
Cidade de Aracoiaba	Rio Aracoiaba	100	97	90	18	3	1
Entr.BR-116 - Palhano	Rio Palhano	100	98	88	14	2	0
Entr.CE-292 (N.Olinda) - Sant. do Cariri	Rio Batateira	100	100	99	90	25	1
Marco – Bela Cruz - Cruz	Rch Boca do Córrego	100	98	87	10	3	2
Marco – Bela Cruz - Cruz	Rio Acaraú	99	90	70	13	4	2
Mombaça - S. Gonçalo de Umari	Rch dos Macaquinhos	95	89	74	16	2	0
Cidade de Iguatu	Rio Jaguaribe	100	91	75	26	4	1
Reriutaba - Amanaiara	Rio do Peixe	100	99	91	24	2	1
Cidade de Baturité	Riacho do Nilo	100	94	80	9	2	0
Hidrolândia - Irajá	Rio Feitosa	100	92	63	3	1	0
BR-020 - Paramoti	Rio Paramoti	100	100	96	28	1	0
Cristais - Morada Nova	Rio Palhano	100	97	89	46	3	1
Crateús - Novo Oriente (Est. 0 LD)	Riacho Serrote	99	95	85	24	3	1
Crateús - Novo Oriente (Est. 2134 LE)	Riacho Morgado	100	97	84	22	3	1
Pedra Branca - Boa Viagem (Est. 995)	Riacho Tapera	95	91	81	14	2	0
Pedra Branca-Boa Viagem (Est. 1229 + 10m)	Riacho Tapera	100	95	76	18	9	2
Pedra Branca - BoaViagem	Rio Boa Viagem	100	97	83	14	2	1

Reriutaba - Amanaiara	Rio Peixe	100	99	91	24	2	1
Canindé - Aratuba (Km 20 - LE da CE-257)	Riacho Bom Jesus	100	98	90	20	2	1
Ladeira Grande - Palmácia (43km da Est.0)	Rio Pacoti	100	97	95	34	4	0
Distrito de Gadelha-Itans	Rio Cangati	98	92	81	27	2	0
Lima Campos	Rio Salgado	98	94	73	18	2	0
Entr.CE371 (Pasta)-São Pedro-Entr.C371	Riacho do Sangue	100	99	93	15	7	3
Entr. Batoque-Acesso A (Est.180) LE	Rio Figueredo (braço)	100	99	95	30	6	0
Contorno Açude do Ema (Mun. de Iracema)	Rio Figueredo	97	89	85	27	5	1
Acesso a Lisieux	Riacho Intan	99	89	54	8	1	0
Entr.CE-138-Sítio Dois Irmãos (Dist. 70 km)	Rio Choró	100	100	97	37	3	1
Boa Esperança-Cacoé (Dist.21 km)	Riacho Seco	100	98	83	14	3	0
Itapipoca – Assunção (Dist. Eixo 21,60 km)	Rio Taboca	100	100	88	28	6	1
Itapipoca – Assunção (Dist. Eixo 0,01 km)	Rio dos Patos	100	97	81	11	4	1
Quixeramobim – S. Sta Maria (17 km . Est.0)	Rio Quixeramobim	99	95	83	26	5	2
Sant. do Acaraú-Ipagauçu-Massapê (1,2 km)	Rio Acaraú	100	96	73	21	3	1
Barbalha-Caldas-Jardim (3,1 km da est.0)	Rio Salamanca	100	100	100	79	19	1
Ipueiras-Croatá (22,7 km (ld direito) p/ est.0)	Rio Jatobá	100	98	83	14	3	0
Entr.CE363-CE168 - Marruás (a 9km)	Rio Favela	99	96	86	15	1	0
Solonópole - Orós (4,0 km p/ est.0)	Riacho do Sangue	99	96	81	6	1	0
Prox. à cidade do Icó (CE) (30 km de Orós)	Rio Salgado	95	88	82	16	2	0
Campanário - Entr.CE311/Granja (est. 125)	Rio Coreau	100	94	86	26	5	2
Ererê-Pereiro (0,3km p/ est.388-LE)	Rio Figueiredo	98	95	60	11	5	3
Ererê-Pereiro (12,3 km p/ est.0)	Rio Conceição	94	89	72	20	4	2
Beberibe -Itapein	Rio Pirangi	100	99	94	34	1	0
Próximo a cidade de Mucambo	Rio Buira	100	99	95	25	1	0
Próximo a cidade de Tamboril	Rio Acaraú	100	97	83	15	2	1
Hidrolândia -Entr CE-187 (Ipu) est.325 6,5km	Rio Feitosa	99	94	74	10	2	0
Hidrolândia - Ipu (est.867-LE) 17,3km	Rio Acaraú	99	97	82	8	1	0
Hidrolândia - Ipu (est.1252-LD) 25,1km	Riacho Ipueiras	100	93	69	11	2	0
BR-116 – M. Nova (dist. 5,2km est.1194-LE)	Rio Banabuiu	95	86	72	12	2	1
Barrento - Canaã (17,8 km da est.0)	Rio Cruxati	100	100	95	32	5	3
Alcântaras-Coreau (est.723) Dist. 18 km	Rio Pau Ferro	97	94	76	10	2	1
Coreau - Araquém (18,1 km de Coreau)	Riacho Arú	100	98	93	19	4	0
Ipueiras - Ipu (variante) (15,2 km-LD)	Rio Jatobá	100	98	83	14	3	0
Miraíma - Caracará (1,0 km da Est.1LD)	Rio Aracatiçu	100	97	81	19	1	0
Graça - São Benedito (Est.206)	Riacho Covão	100	99	95	23	4	1
Entr. 178 (Sobral)-Miraíma (Est.457-LE)	Riacho Caioca	96	93	86	18	4	0
Ent.CE060 (Itapaí)-Barreira (7,9 km)	Rio Pacoti	100	95	84	25	5	2
Lagoa do Mato-Itaia (3,1km p/est.0)	Rio Santa Rosa	97	93	84	25	3	1
Salitre - Divisa CE/PE (73 km p/Est.0)	Rio Tamboril	100	99	91	21	2	0
Acopiara - Catarina (2,3km p/ km 8)	Riacho Catingueira	100	99	96	23	3	1
Acopiara - Catarina (0,8km p/ km 39)	Rio Trussu	99	94	80	17	4	1
Duplicação de Acesso ao Aracati	Rio Jaguaribe	100	100	99	40	2	0
Barrento-Itapipoca (próx.Ac. Gameleira)	Riacho Saia Verde	100	99	87	18	2	1
Barrento - Itapipoca (à 0,3km giradouro)	Rio Barrento	100	98	86	12	1	0
Catarina - Arneiroz (21kmLE, est.1849)	Rio Jaguaribe	100	98	88	19	1	0
Catarina - Arneiroz (22,6 km LD, est.0)	Rch Olho d'Água	100	96	75	33	4	1

Pacajus - Acarape (17 km de Pacajus)	Rio Pacoti	100	98	87	39	3	1
Tarrafa-Assaré (est. 965-LD a 3,15 km)	Riacho do Mameluco	98	94	64	5	1	0
Tarrafas-Assaré (est. 209-LE, 11,1 km)	Rio Tapuios	100	97	76	14	2	0
Tarrafas-Assaré (est. 311-LE a 0,02 km)	Rch. do Urucuzinho	95	88	59	8	1	0
Tarrafas-Assaré (est. 311-LE a 0,02 km)	Rio dos Bastiões	99	92	57	7	1	0

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)