

# **TRANSPORTES E OBRAS DE TERRA**

## **ESTRADAS**

### **APOSTILA DE MATERIAIS DE PAVIMENTAÇÃO**

**Prof. Dr. Edson de Moura**

**Apostila: [www.professoredmoura.com.br](http://www.professoredmoura.com.br)**

**2º semestre / 2025**

## Sumário

|                                                                                           |           |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>PLANO DE ENSINO-APRENDIZAGEM - EMENTA 2025 .....</b>                                   | <b>15</b> |
| <b>CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO .....</b>                                                      | <b>19</b> |
| 1.1 - Introdução .....                                                                    | 19        |
| 1.2 – Agregados – Produção e classificação .....                                          | 21        |
| 1.2.1 – Produção de agregados .....                                                       | 22        |
| 1.2.1.1 – Jazida – Britagem primária.....                                                 | 23        |
| 1.2.1.2 – Britagem intermediária .....                                                    | 26        |
| a) Britador giratório .....                                                               | 26        |
| b) Britador tipo cone.....                                                                | 26        |
| c) Britador de impacto.....                                                               | 28        |
| 1.2.2 – Classificação dos agregados.....                                                  | 29        |
| 1.3 - Tipos de materiais - camadas do pavimento .....                                     | 31        |
| <b>CAPÍTULO 2 - AGREGADOS E MATERIAIS PARA BASES, SUB-BASES E REFORÇO DE SUBLEITO. 33</b> |           |
| 2.1 – Brita graduada simples - BGS .....                                                  | 33        |
| 2.1.1 – Distribuição granulométrica.....                                                  | 35        |
| 2.1.2 – Índice de forma .....                                                             | 41        |
| 2.1.3 – Resistência à abrasão.....                                                        | 44        |
| 2.1.4 – Equivalente de areia .....                                                        | 45        |
| 2.1.5 – Sanidade .....                                                                    | 47        |
| 2.2 – Brita graduada tratada com cimento .....                                            | 49        |
| 2.3 – Macadame Seco .....                                                                 | 52        |
| 2.3.1 – Introdução .....                                                                  | 52        |
| 2.3.2 - Materiais .....                                                                   | 54        |
| 2.3.3 – Processo Construtivo .....                                                        | 54        |
| 2.3.4 – Controle Tecnológico.....                                                         | 57        |
| 2.3.4 - Controle da Execução .....                                                        | 58        |
| 2.3 – Macadame Hidráulico .....                                                           | 59        |
| 2.5 – Solo cimento .....                                                                  | 64        |
| 2.5.1 .....                                                                               | 64        |
| Dosagem de solo cimento .....                                                             | 64        |
| 2.5.2 Parâmetros de resistência.....                                                      | 67        |
| 2.6 – Solo brita e base estabilizada granulometricamente .....                            | 68        |

|                                                                                  |                |
|----------------------------------------------------------------------------------|----------------|
| <b>2.7 – Solo cal .....</b>                                                      | <b>77</b>      |
| <b>2.8 – Solo arenoso fino laterítico (SAFL).....</b>                            | <b>80</b>      |
| 2.8.1 - Granulometria .....                                                      | 81             |
| 2.8.2 - Mineralogia, Estrutura e Cor .....                                       | 82             |
| <b>2.9 – Concreto compactado a rolo - CCR.....</b>                               | <b>84</b>      |
| <b>2.10 – Solo brita cimento (SBC).....</b>                                      | <b>88</b>      |
| 2.10.1     Dosagem de SBC .....                                                  | 88             |
| 2.10.1.2     Controle Tecnológico .....                                          | 90             |
| <b>2.11 – Areia.....</b>                                                         | <b>91</b>      |
| <b>2.12 – Reciclado de construção e demolição - RCD .....</b>                    | <b>92</b>      |
| <b>2.13 – Escória de aciaria (ACERITA ®).....</b>                                | <b>93</b>      |
| 2.13.1     Expansibilidade da escória .....                                      | 95             |
| <b>2.14 – Escória de alto forno .....</b>                                        | <b>97</b>      |
| <br><b>CAPÍTULO 3 – LIGANTES ASFÁLTICOS E DERIVADOS .....</b>                    | <br><b>100</b> |
| <b>3.1 – Emulsão asfáltico .....</b>                                             | <b>100</b>     |
| 3.1.1 - Processo de emulsificação.....                                           | 101            |
| 3.1.2 - Classificações das emulsões .....                                        | 103            |
| 3.1.3 – Aplicações das emulsões .....                                            | 105            |
| 3.1.5 - Ensaio relativos a emulsões asfálticas .....                             | 108            |
| <b>3.2 – Asfalto Diluído de Petróleo - ADP .....</b>                             | <b>115</b>     |
| <b>3.3 – Ligante asfáltico .....</b>                                             | <b>116</b>     |
| 3.3.1 - Ligantes asfálticos modificados.....                                     | 117            |
| 3.3.1.1 – Ligante asfáltico modificado por polímero .....                        | 118            |
| 3.3.1.2 - Ligante asfáltico modificado por BPM .....                             | 120            |
| 3.3.2 - Produção do asfalto .....                                                | 121            |
| 3.3.3 - Ensaio correntes de caracterização de ligantes asfálticos no Brasil..... | 122            |
| 3.3.3.1 - Ensaio de penetração.....                                              | 123            |
| 3.3.3.2 - Ensaio de ponto de amolecimento .....                                  | 123            |
| 3.3.3.3 - Ensaio de viscosidade - Saybolt-Furol .....                            | 125            |
| 3.3.3.4 - Ensaio de viscosidade - Rotacional Brookfield .....                    | 126            |
| 3.3.3.5 – Adesividade ligante asfáltico/agregado .....                           | 127            |
| 3.3.3.6 - Ensaio de massa específica e densidade.....                            | 131            |
| 3.3.3.7- Recuperação Elástica .....                                              | 132            |
| 3.3.3.8 - Ensaio de ponto de fulgor e de combustão .....                         | 133            |
| 3.3.3.9 - Efeito do calor e do ar - estufa de filme fino rotativo – RTFOT .....  | 134            |
| 3.3.3.10 - PAV .....                                                             | 136            |

|                                      |     |
|--------------------------------------|-----|
| 3.3.3.11 – Reômetro .....            | 136 |
| 3.3.3.12 – Tração direta - DTT ..... | 140 |

## **CAPÍTULO 4 – MISTURA ASFÁLTICA..... 147**

### **4.1 – Introdução ..... 147**

### **4.2 - Linha de densificação máxima..... 147**

### **4.3 - Diâmetro Máximo Nominal ..... 149**

### **4.4 – Dosagem de misturas asfálticas ..... 152**

|                                                                |     |
|----------------------------------------------------------------|-----|
| 4.4.1- Método Marshall – Histórico .....                       | 152 |
| 4.4.2 - Método de Hveem .....                                  | 154 |
| 4.4.3 - Dosagem de Misturas Asfálticas – Método Marshall ..... | 155 |
| 4.4.4 – Composição granulométrica .....                        | 165 |
| 4.4.5 - Moldagem dos corpos de prova Marshall .....            | 167 |
| 4.4.5.1 - Volume de vazios .....                               | 173 |
| 4.4.5.2 - Vazios cheios de betume .....                        | 173 |
| 4.4.5.3 - Vazios do agregado mineral .....                     | 174 |
| 4.4.5.4 - Relação betume vazios.....                           | 174 |
| 4.4.5.5 - Estabilidade e fluência .....                        | 175 |
| 4.4.5.6 – Teor de ligante asfáltico de projeto .....           | 175 |

### **4.5 – Concreto Asfáltico - Especificação ..... 181**

### **4.6 - Dosagem de misturas asfálticas método Superpave ..... 196**

|                                                                               |     |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.6.1 - Ligante asfáltico .....                                               | 198 |
| 4.6.2 – Agregados.....                                                        | 199 |
| 4.6.3 - Ensaios de ligantes asfálticos utilizados pelo método Superpave ..... | 203 |
| 4.6.4 - Compactador Giratório do Superpave .....                              | 204 |
| 4.6.5 - Teor ótimo de ligante .....                                           | 214 |

## **CAPÍTULO 5 – ENSAIOS DE DESEMPENHO ..... 215**

### **5.1 – Materiais de base e sub-base ..... 215**

|                                     |     |
|-------------------------------------|-----|
| 5.1.1 – Módulo de resiliência ..... | 216 |
|-------------------------------------|-----|

### **5.1.2 - Deformação permanente de solos ..... 220**

### **5.2 – Mistura asfáltica ..... 224**

|                                                                           |     |
|---------------------------------------------------------------------------|-----|
| 5.2.1 – Módulo de resiliência de misturas asfálticas .....                | 224 |
| 5.2.3 – Fadiga de misturas asfálticas .....                               | 228 |
| 5.2.3 - Modelos reológicos.....                                           | 230 |
| 5.2.4 - Ensaios para medida de deformação permanente em laboratório ..... | 239 |
| 5.2.5 - Ensaio creep.....                                                 | 240 |
| 5.2.6 - Ensaio com simuladores de tráfego de laboratório .....            | 243 |

|                                                                                       |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 5.2.7 - Simuladores de tráfego em escala real .....                                   | 248 |
| 5.2.8 - Simuladores fixos em campos de prova .....                                    | 249 |
| 5.2.9 - Simuladores móveis para pistas-testes .....                                   | 252 |
| 5.2.10 - Comparativo entre os equipamentos empregados para simulação de tráfego ..... | 256 |

## Lista de Figuras

|                                                                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1- Areia de rio.....                                                                                          | 19 |
| Figura 2 Areia de cava - Saibro.....                                                                                 | 19 |
| Figura 3 - Seixo rolado.....                                                                                         | 19 |
| Figura 4 - areia de brita.....                                                                                       | 20 |
| Figura 5 - Brita 1", $\frac{1}{2}$ ", pedrisco, pó de pedra, etc. ....                                               | 20 |
| Figura 6- Argila expandida .....                                                                                     | 20 |
| Figura 7- Escória de aciaria .....                                                                                   | 20 |
| Figura 8- RCD após a demolição.....                                                                                  | 20 |
| Figura 9 - RCD beneficiado.....                                                                                      | 20 |
| Figura 10 - Estrutura tipo de pavimento de revestimento asfáltico .....                                              | 21 |
| Figura 11 - Estrutura tipo de pavimento semirrígido invertido .....                                                  | 21 |
| Figura 12 - Estrutura tipo de pavimento semirrígido .....                                                            | 21 |
| Figura 13 - Estrutura tipo de pavimento de concreto .....                                                            | 21 |
| Figura 14 - Remoção do material estérreo.....                                                                        | 23 |
| Figura 15 - bancada sendo preparada para o fogo.....                                                                 | 24 |
| Figura 16 - Bancada após o fogo .....                                                                                | 24 |
| Figura 17 - Picão no desmonte de grandes blocos de rocha .....                                                       | 24 |
| Figura 18- Caminhões fora de estrada utilizados no transporte dos blocos de rochas para o britado de mandíbula ..... | 25 |
| Figura 19 - Esquema do britador de mandíbula - britagem primária.....                                                | 25 |
| Figura 20- Peneira de material de refugo.....                                                                        | 25 |
| Figura 21 - Pilha pulmão .....                                                                                       | 25 |
| Figura 22 - Britador tipo giratório .....                                                                            | 26 |
| Figura 23 - Britador tipo cone.....                                                                                  | 27 |
| Figura 24- Britador móvel tipo cone - Kleemann .....                                                                 | 27 |

|                                                                                                                                     |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 25- Detalhe do britador tipo cone instalado .....                                                                            | 28 |
| Figura 26- Esquema do britador de impacto tipo HSI horizontal .....                                                                 | 29 |
| Figura 27 - Esquema do britador de impacto tipo VSI vertical .....                                                                  | 29 |
| Figura 28 - Peneirador vibratório .....                                                                                             | 29 |
| Figura 29 - Nomenclaturas e dimensões de agregados -normas: ABNT NBR 7225:1993 e ABNT NBR 6502:1995 e denominações comerciais ..... | 30 |
| Figura 30 - Faixas granulométricas de BGS - DER-SP e PMSP .....                                                                     | 34 |
| Figura 31 - Faixas granulométricas de BGS - NORMA DNIT 141/2022 - ES e DER/PR ES-P 05/18 .....                                      | 34 |
| Figura 32 - Composição granulométrica da BGS enquadrada na Faixa C - DER-SP - ET-DE-P00/008 (2005).....                             | 36 |
| Figura 33 - Faixa C DER-SP, composição granulométrica e faixa de trabalho .....                                                     | 37 |
| Figura 34 - Exemplo de formulação de BGS - faixa C DER-SP .....                                                                     | 37 |
| Figura 35 - Composição de mistura asfáltica Fx III DER-SP .....                                                                     | 38 |
| Figura 36 - Dimensões consideradas para a determinação da forma de agregados .....                                                  | 41 |
| Figura 37 - Cálibre para determinação das relações entre as dimensões da amostra de agregado .....                                  | 42 |
| Figura 38 - Exemplificação da determinação do comprimento e da espessura para uma relação de 5:1 .....                              | 42 |
| Figura 39 - Limites de diâmetros para espessura de 20 cm de camada.....                                                             | 53 |
| Figura 40 - Limites da especificação do agregado graúdo - Macadame seco - DER-SP ET-DE-P00/011 (2005).....                          | 54 |
| Figura 41 - Gráfico do agregado graúdo - Macadame seco DER-SP ET-DE-P00/011 (2005).....                                             | 54 |
| Figura 42 - Compactação da camada de macadame seco .....                                                                            | 56 |
| Figura 43 - Espalhamento da 1ª. camada de macadame seco.....                                                                        | 58 |
| Figura 44 - Espalhamento do material de enchimento .....                                                                            | 58 |
| Figura 45 - Camada de rachão sob a camada de macadame hidráulico - Nogami. ....                                                     | 59 |
| Figura 46 - Detalhe da aplicação da 1ª. camada de macadame hidráulico - Nogami (1950).....                                          | 59 |
| Figura 47 - Faixas granulométricas de agregado graúdo, miúdo e de material de enchimento. ....                                      | 60 |
| Figura 48 - Faixa granulométrica do solo para utilização em.....                                                                    | 65 |
| Figura 49 - Faixa granulométrica do solo para mistura de solo cimento - DER-PR.....                                                 | 65 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                         |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 50 - Teores de cimento em função da classificação TRB de solos .....                                                                                                                                                                                             | 65  |
| Figura 51- Tipos de materiais para bases e sub-bases de pavimentação - Yoder e Witczak, (1975).....                                                                                                                                                                     | 68  |
| Figura 52 - Faixas granulométricas de projeto de solo brita.....                                                                                                                                                                                                        | 70  |
| Figura 53 - Faixas de granulometria para projeto de solo brita com tolerância para determinação da faixa de trabalho .....                                                                                                                                              | 73  |
| Figura 54 - Tipos de solo hierarquizados quanto ao comportamento MCT, como base estabilizada granulometricamente. ....                                                                                                                                                  | 75  |
| Figura 55 - Faixa granulométrica de mistura de solo laterítico-brita descontínua.....                                                                                                                                                                                   | 76  |
| Figura 56 - Ocorrência de SAFL no Brasil. <a href="http://www.portaldetecnologia.com.br/wp-content/uploads/2010/02/Ocorr%C3%A2ncias-de-Solos-Finos3.jpg">http://www.portaldetecnologia.com.br/wp-content/uploads/2010/02/Ocorr%C3%A2ncias-de-Solos-Finos3.jpg</a> ..... | 80  |
| Figura 57- Áreas de composição e distribuição granulométrica de solos, mal e bem graduadas .....                                                                                                                                                                        | 81  |
| Figura 58 - Hierarquização dos SAFL de acordo com a Classificação MCT .....                                                                                                                                                                                             | 83  |
| Figura 59 - Distribuições granulométricas para diâmetro máximo 38 mm, 25 mm e 19 mm. ....                                                                                                                                                                               | 85  |
| Figura 60 - Granulometria do solo para emprego na mistura de solo-brita-cimento .....                                                                                                                                                                                   | 88  |
| Figura 61 - Faixa granulométrica da mistura de solo-brita-cimento.....                                                                                                                                                                                                  | 89  |
| Figura 62 - Faixa granulométrica da escória de aciaria.....                                                                                                                                                                                                             | 94  |
| Figura 63 - Faixa granulométrica do solo para emprego na estabilização granulométrica da escória de aciaria. ....                                                                                                                                                       | 95  |
| Figura 64 - Faixas granulométricas das misturas de solo + escória de aciaria .....                                                                                                                                                                                      | 95  |
| Figura 65 - Estrutura de moinho coloidal.....                                                                                                                                                                                                                           | 100 |
| Figura 66 - Detalhe do rotor com haletas do moinho coloidal.....                                                                                                                                                                                                        | 100 |
| Figura 67 - Esquema ilustrativo de um filme de emulsão asfáltica - glóbulos de ligante asfáltico disperso em água.....                                                                                                                                                  | 101 |
| Figura 68- Esquema elucidativo de produção de emulsão asfáltica.....                                                                                                                                                                                                    | 101 |
| Figura 69 - Identificação de emulsões asfálticas no Brasil.....                                                                                                                                                                                                         | 104 |
| Figura 70- Especificação técnica para emulsões asfálticas convencionais .....                                                                                                                                                                                           | 104 |
| Figura 71- Especificação técnica para emulsões asfálticas modificadas por polímero .....                                                                                                                                                                                | 105 |
| Figura 72 - Pintura de ligação com aplicação manual - Caneta.....                                                                                                                                                                                                       | 106 |
| Figura 73 - Pintura de ligação com aplicação mecanizada.....                                                                                                                                                                                                            | 106 |

|                                                                                                                |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 74- Registro de falha de bico na aplicação de pintura de imprimação .....                               | 106 |
| Figura 75 - Especificação técnica ADP de cura rápida .....                                                     | 115 |
| Figura 76 - Especificação técnica ADP de cura média .....                                                      | 115 |
| Figura 77 - Conformação espacial do SBS .....                                                                  | 119 |
| Figura 78 - Forma das ligações entre o estireno e o butadieno .....                                            | 119 |
| Figura 79 - Especificação de ligante asfáltico modificado por BPM - ANP Resolução n. 39 de 24.12.2008.....     | 121 |
| Figura 80 - Sistema de refino com apenas um estágio.....                                                       | 121 |
| Figura 81 - Sistema de refino com dois estágios.....                                                           | 122 |
| Figura 82 - Detalhe da agulha de penetração e esquema ilustrativo do ensaio .....                              | 123 |
| Figura 83-. Determinação do ponto de amolecimento - método do anel e bola (Foto: ABEDA, 2009)...               | 124 |
| Figura 84 - Escala do índice de susceptibilidade térmica - equação de Pfeiffer e Van Doormaal.....             | 124 |
| Figura 85- Viscosímetro Saybolt-Furol .....                                                                    | 125 |
| Figura 86- Viscosímetro rotacional e preparação das provas.....                                                | 126 |
| Figura 87 - Suspensão coloidal (Vinha, 1975).....                                                              | 127 |
| Figura 88 - Relações interfaciais entre agregado, ligante asfáltico e ar (Vinha, 1975).....                    | 128 |
| Figura 89 - Relações interfaciais entre agregado, ligante asfáltico e água (Vinha, 1975). ....                 | 128 |
| Figura 90 - Forma de ligação entre o ligante asfáltico e a superfície do agregado (Vinha, 1975).....           | 129 |
| Figura 91 - Adesividade ligante asfáltico/agregado não satisfatório .....                                      | 130 |
| Figura 92 - Adesividade ligante asfáltico/agregado satisfatório .....                                          | 130 |
| Figura 93- determinação da massa específica do ligante asfáltico.....                                          | 132 |
| Figura 94 - Ensaio de recuperação elástica de dois ligantes asfálticos um modificado e outro convencional..... | 133 |
| Figura 95- equipamento de ponto de fulgor, vaso aberto de Cleveland.....                                       | 134 |
| Figura 96 - Tubos de ensaio utilizados na estufa RTFOT .....                                                   | 135 |
| Figura 97 - Frasco utilizado na estufa RTFOT .....                                                             | 135 |
| Figura 98 - Porta provas.....                                                                                  | 136 |
| Figura 99 - Acondicionamento das provas no vaso de pressão .....                                               | 136 |

|                                                                                                                                      |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 100 - Vaso de pressão .....                                                                                                   | 136 |
| Figura 101- Ligante A (ROBERTS et al. 1996).....                                                                                     | 137 |
| Figura 102 - Ligante B (ROBERTS et al. 1996) .....                                                                                   | 137 |
| Figura 103 - Comportamento elásticos dos ligantes A e B (ROBERTS et al. 1996).....                                                   | 137 |
| Figura 104 - Placa fixa e móvel superior do DSR. (ROBERTS et al.,1996) .....                                                         | 138 |
| Figura 105 - Movimentos executados pelo reômetro <a href="http://pavementinteractive.org/">http://pavementinteractive.org/</a> ..... | 138 |
| Figura 106 - Tensão e deformação cisalhante resultante .....                                                                         | 138 |
| Figura 107 - Detalhe da moldagem da prova.....                                                                                       | 139 |
| Figura 108 - Esquema do reômetro de cisalhamento em viga - BBR (ROBERTS et al.,1996).....                                            | 139 |
| Figura 109 - Deflexão versus tempo - determinação de $S(t)$ (ROBERTS et al.,1996).....                                               | 140 |
| Figura 110 - Determinação de $m$ - módulo de relaxação (ROBERTS et al.,1996) .....                                                   | 140 |
| Figura 111 - Ensaio de tração direta - DTT.....                                                                                      | 141 |
| Figura 112- Linha de Densidade Máxima - Potência de 0,45 (ROBERTS et al. 1996).....                                                  | 148 |
| Figura 113 - Porção de mistura asfáltica de 1500 g.....                                                                              | 159 |
| Figura 114 - Montagem do conjunto: mesa oscilante, bomba de vácuo e kitasato .....                                                   | 159 |
| Figura 115 - Completar com água todo o kitasato.....                                                                                 | 160 |
| Figura 116 - Completando o volume com água após a fixação da tampa .....                                                             | 160 |
| Figura 117 - Total ausência de bolhas de ar oclusas no interior do frasco.....                                                       | 160 |
| Figura 118 - Medição da temperatura da água .....                                                                                    | 160 |
| Figura 119 - Medição da massa do conjunto: kitasato + tapa + água .....                                                              | 160 |
| Figura 120 - $G_{mm}$ x teor de ligante asfáltico .....                                                                              | 161 |
| Figura 121 - Volumetria de mistura asfáltica compactada .....                                                                        | 161 |
| Figura 122 - Composição granulométrica de mistura asfáltica enquadrada na faixa.....                                                 | 166 |
| Figura 123 - Composição dos corpos-de-prova - Marshall .....                                                                         | 168 |
| Figura 124 - Compactador Automático Marshall .....                                                                                   | 169 |
| Figura 125 - Conjunto molde, colarinho, colar e funil montado .....                                                                  | 169 |
| Figura 126 - Detalhe do molde, base e colarinho - Marshall.....                                                                      | 170 |

|                                                                                                                                                                                 |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 127 - corpo de prova de mistura asfáltica compactado.....                                                                                                                | 170 |
| Figura 128 - Planilha de ensaio Marshall.....                                                                                                                                   | 172 |
| Figura 129 - Especificação do VAM - DNIT 031:2024 .....                                                                                                                         | 174 |
| Figura 130 - Resultados em gráficos do ensaio de dosagem parâmetros Marshall .....                                                                                              | 175 |
| Figura 131 - Faixas granulométricas DER-SP especificação ET-DE-P00/027 (2024) .....                                                                                             | 181 |
| Figura 132 - Faixas granulométricas DNIT especificação 031 (2024) .....                                                                                                         | 182 |
| Figura 133- Graduação requerida para DMN = 12,5 mm (KENNEDY, 1994) .....                                                                                                        | 202 |
| Figura 134 - Compactador Giratório USACE década de 50 <a href="http://www.tfhr.gov/pavement/asphalt">http://www.tfhr.gov/pavement/asphalt</a> .....                             | 205 |
| Figura 135 - Compactador Giratório Texas (op. manual) <a href="http://www.tfhr.gov/pavement/asphalt/labs/mixtures">http://www.tfhr.gov/pavement/asphalt/labs/mixtures</a> ..... | 205 |
| Figura 136 - Definição de CDI e TDI entre dois tipos de graduação fina e grossa (BAHIA E FAHEEM, 2007) .....                                                                    | 211 |
| Figura 137 - Índices de energia CEI, TEI, CFI e TFI - (BAHIA e FAHEEM, 2007).....                                                                                               | 212 |
| Figura 138 - corpo-de-prova 10 cm x 20 cm. ....                                                                                                                                 | 217 |
| Figura 139 - Câmara triaxial.....                                                                                                                                               | 217 |
| Figura 140 - esquema de aplicação de tensões nos carregamentos .....                                                                                                            | 217 |
| Figura 141 - Deslocamentos ocasionados pela ação das tensões .....                                                                                                              | 217 |
| Figura 142 - Lei de Hooke Generalizada .....                                                                                                                                    | 218 |
| Figura 143 - Módulo de resiliência constante para materiais cimentados .....                                                                                                    | 218 |
| Figura 144 - Módulo de resiliência de materiais granulares.....                                                                                                                 | 218 |
| Figura 145 - Esquema da variação do módulo de resiliência de solos coesivos.....                                                                                                | 219 |
| Figura 146 - Representação do módulo de resiliência para solos granulares coesivos .....                                                                                        | 219 |
| Figura 147 - Esquema di-log para materiais granulares coesivos .....                                                                                                            | 220 |
| Figura 148 - Modelos de comportamento à deformação permanente de solos .....                                                                                                    | 222 |
| Figura 149 - Modelos de comportamento a deformação permanente de solos - Análise do acomodamento (shakedown).....                                                               | 223 |
| Figura 150 Esquema ilustrativo da prensa de ensaio de módulo.....                                                                                                               | 224 |
| Figura 151 -Duração dos tempos de aplicação da carga .....                                                                                                                      | 225 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 152 - forma da onda da aplicação da carga .....                                                                                                                                                                                                                                                                             | 225 |
| Figura 153 - - Representação gráfica dos tempos e deslocamentos .....                                                                                                                                                                                                                                                              | 226 |
| Figura 154 - Ensaio de Fadiga por Compressão Diametral de Misturas Asfálticas - (DNIT 183/2018 - ME).....                                                                                                                                                                                                                          | 229 |
| Figura 155- Vida de fadiga x diferença de tensões (MPa) .....                                                                                                                                                                                                                                                                      | 229 |
| Figura 156 - Vida de fadiga x deformação específica resiliente .....                                                                                                                                                                                                                                                               | 229 |
| Figura 157 - Resposta viscoelástica de um ligante asfáltico submetido ao ensaio de creep, uniaxial estático (DRESCHER et al., 1993) .....                                                                                                                                                                                          | 231 |
| Figura 158 - Ensaio de creep uniaxial estático com; (a) histórico de carregamento/descarregamento com variação no intervalo de carga; (b) resposta de deformação/tempo de um material viscoelástico não- linear e (c) resposta de deformação/tempo de um material viscoelastoplástico (DRESCHER et al., 1993).....                 | 232 |
| Figura 159 - Ensaio de deformação de creep cíclico; (a) histórico de carga/descarga repetida com tempo de intervalo finito e (b) resposta da deformação pelo tempo de um material de comportamento viscoelástico linear (DRESCHER et al., 1993) .....                                                                              | 233 |
| Figura 160 - Ensaio de deformação de creep cíclico (a) histórico de carga/descarga repetida com tempo de intervalo finito; (b) resposta da deformação pelo tempo de um material de comportamento viscoelástico não linear, e (c) resposta da deformação pelo tempo de um material viscoelastoplástico (DRESCHER et al., 1993)..... | 234 |
| Figura 161 - Modelos mecânicos para materiais viscoelásticos (HUANG 1993) .....                                                                                                                                                                                                                                                    | 235 |
| Figura 162 - As três componentes que compõem a deformação no modelo de Burgers (HUANG, 1993).....                                                                                                                                                                                                                                  | 238 |
| Figura 163 - Resultado típico de um ensaio de creep (ROBERTS et al.,1996).....                                                                                                                                                                                                                                                     | 240 |
| Figura 164 Ensaio de creep com confinamento .....                                                                                                                                                                                                                                                                                  | 241 |
| Figura 165 - Ensaio de creep axial sem confinamento com emprego de estrutura para adensamento de solos (SÁ, 1996) .....                                                                                                                                                                                                            | 241 |
| Figura 166 - Ensaio de creep axial sem confinamento com aplicação da carga em área de contato inferior à área do corpo-de-prova.....                                                                                                                                                                                               | 241 |
| Figura 167 - Instalação dos LVDTs no centro do corpo-de-prova no ensaio de creep por tensão de tração indireta - <a href="http://cait.rutgers.edu/prp/prp-testing-facilities">http://cait.rutgers.edu/prp/prp-testing-facilities</a> .....                                                                                         | 242 |
| Figura 168 - Ensaio de creep, com os três estágios de deformação por fluência (LITTLE et al., 1993).....                                                                                                                                                                                                                           | 243 |
| Figura 169 - Asphalt Pavement Analyzer -APA - <a href="http://pavementinteractive.org/">http://pavementinteractive.org/</a> .....                                                                                                                                                                                                  | 244 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 170 - Georgia Loaded Wheel Test - GLWT <a href="http://t2.gstatic.com/images?q=tbn:vYcyYup2s5LXAM%3Ahttp:">http://t2.gstatic.com/images?q=tbn:vYcyYup2s5LXAM%3Ahttp:</a> .....                                                                                                              | 244 |
| Figura 171 - Corpos-de-prova após ensaio com o APA - <a href="http://pavementinteractive.org/">http://pavementinteractive.org/</a> .....                                                                                                                                                           | 244 |
| Figura 172 - Hamburg Wheel Tracking Devices - HWTD <a href="http://pavementinteractive.org/">http://pavementinteractive.org/</a> .....                                                                                                                                                             | 245 |
| Figura 173 - Mesa compactadora tipo LCPC .....                                                                                                                                                                                                                                                     | 246 |
| Figura 174 - Equipamento francês de deformação permanente - Orniéreur (Simulador de Tráfego)..                                                                                                                                                                                                     | 246 |
| Figura 175 - Detalhe do equipamento Orniéreur (Simulador de Tráfego).....                                                                                                                                                                                                                          | 246 |
| Figura 176 - Ménege de Fatigue - Nantes na França <a href="http://www.lcpc.fr/en/presentation/moyens/manege/index.dml">http://www.lcpc.fr/en/presentation/moyens/manege/index.dml</a> .....                                                                                                        | 249 |
| Figura 177 - Simulador circular IPR/DNER - RJ <a href="http://www.proasfalto.com.br/pdf/ProAsfalto_capitulo_10.pdf">http://www.proasfalto.com.br/pdf/ProAsfalto_capitulo_10.pdf</a> .....                                                                                                          | 249 |
| Figura 178 - Simulador linear fixo UFRGS/DAER.....                                                                                                                                                                                                                                                 | 250 |
| Figura 179 - Linear test track - CEDEX Madrid <a href="http://www.cedex.es/apt2008/html/docs/apt_update/Spain_CEDEx">http://www.cedex.es/apt2008/html/docs/apt_update/Spain_CEDEx</a> .....                                                                                                        | 250 |
| Figura 180 - Pista-teste do NCAT em Alburn, Alabama USA - <a href="http://www.ncat.us/facilities/test-track.html">http://www.ncat.us/facilities/test-track.html</a> .....                                                                                                                          | 251 |
| Figura 181 - Sistema de simulação do tráfego com veículos - <a href="http://www.ncat.us/facilities/test-track.html">http://www.ncat.us/facilities/test-track.html</a> .....                                                                                                                        | 251 |
| Figura 182 - Características do loop da pista da AASHTO ROAD TEST - <a href="http://training.ce.washington.edu/wsdot/Modules/06_structural_design/aasho_road_test.htm">http://training.ce.washington.edu/wsdot/Modules/06_structural_design/aasho_road_test.htm</a> .....                          | 252 |
| Figura 183 - Os seis loops da AASHO ROAD TEST construídos entre Illinois e Utica na década de 1950 <a href="http://training.ce.washington.edu/wsdot/Modules/06_structural_design/aasho_road_test.htm">http://training.ce.washington.edu/wsdot/Modules/06_structural_design/aasho_road_test.htm</a> | 252 |
| Figura 184 - Simulador de tráfego móvel UFRS e DAER.....                                                                                                                                                                                                                                           | 253 |
| Figura 185 - Semi-eixo acionado por pistão hidráulico.....                                                                                                                                                                                                                                         | 253 |
| Figura 186 - Barra de reação e cabo de aço .....                                                                                                                                                                                                                                                   | 253 |
| Figura 187 - Aferição da carga estaticamente .....                                                                                                                                                                                                                                                 | 254 |
| Figura 188 - Aferição da carga dinamicamente .....                                                                                                                                                                                                                                                 | 254 |

### Lista de Tabelas

|                                                                                                                                                                  |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela 1 - Tipos de materiais associados aos tipos de estrutura .....                                                                                            | 32  |
| Tabela 2- Relações entre as três dimensões - ABNT NBR 5564:2011.....                                                                                             | 42  |
| Tabela 3 - Faixas granulométricas BGTc - ABNT NBR 1344:1991.....                                                                                                 | 50  |
| Tabela 4- Distribuição granulométrica e tolerâncias para composição de brita graduada tratada com cimento - DER-SP ET-DE-P00/009 .....                           | 51  |
| Tabela 5 - Distribuição granulométrica de brita graduada.....                                                                                                    | 52  |
| Tabela 6 - Valores de compressão simples para misturas de solo cimento e solo melhorado com cimento.....                                                         | 67  |
| Tabela 7- Características da água para utilização em CCR.....                                                                                                    | 86  |
| Tabela 8 - Limites dos parâmetros de compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e módulo de resiliência de mistura de SBC para base ..... | 91  |
| Tabela 9 - Dimensões dos grãos dos solos conforme ABNT NBR 6502 (1995).....                                                                                      | 91  |
| Tabela 10- Especificações dos Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAP) - Classificação por Penetração                                                               | 117 |
| Tabela 11 - Especificação dos ligantes asfálticos modificados por polímeros elastoméricos - Resolução ANP Nº 32, DE 21.9.2010 - DOU 22.9.2010.....               | 118 |
| Tabela 12 - Distribuição granulométrica da BPM .....                                                                                                             | 120 |
| Tabela 13 - Projeto Marshall com 50 golpes de compactação por face de corpos-de-prova de misturas asfálticas (ROBERTS et al. 1996).....                          | 153 |
| Tabela 14 - Projeto Marshall para 75 golpes para CA Critério de compactação .....                                                                                | 153 |
| Tabela 15 - Parâmetros de massa específica, simbologia e características da determinação dos volumes de agregados graúdos.....                                   | 157 |
| Tabela 16 - - Parâmetros de massa específica, simbologia e características da determinação dos volumes de agregados miúdos.....                                  | 157 |
| Tabela 17 - Massa específica de material finamente pulverizado .....                                                                                             | 158 |
| Tabela 18 - Procedimentos para determinação das massas específicas teóricas e aparentes de misturas asfálticas .....                                             | 158 |
| Tabela 19 - Pontos de controle para a classificação de graduação do concreto asfáltico .....                                                                     | 182 |
| Tabela 20 - Tolerância da curva granulométrica para a produção do concreto asfáltico .....                                                                       | 182 |
| Tabela 21 - Requisitos para projeto de concreto asfáltico - DNIT 031-2024.....                                                                                   | 183 |

|                                                                                                                                          |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela 22 - Requisitos para Vazios do Agregado Mineral - VAM.....                                                                        | 183 |
| Tabela 23 - Designação da aplicação e espessuras mínimas para cada faixa - DER-SP ET-DE-P00/27 (2024).....                               | 183 |
| Tabela 24 - Requisitos para o Projeto da Mistura Asfáltica DER-SP ET-DE-P00/27 (2024).....                                               | 184 |
| Tabela 25 - Requisitos para Vazios do Agregado Mineral - VAM.....                                                                        | 184 |
| Tabela 26 - Tipos de ligantes asfálticos da especificação Superpave (KENNEDY, 1994).....                                                 | 198 |
| Tabela 27- Recomendações para agregados graúdos quanto a angularidade em função da espessura da camada de rolamento (KENNEDY, 1994)..... | 200 |
| Tabela 28- Recomendações para agregados miúdos quanto a angularidade em função da espessura da camada de rolamento (KENNEDY, 1994).....  | 201 |
| Tabela 29- Recomendações de partículas lamelares ou alongadas para agregados graúdos (KENNEDY, 1994).....                                | 201 |
| Tabela 30 - Equivalente de areia especificação (KENNEDY, 1994).....                                                                      | 202 |
| Tabela 31 - Pontos de controle da distribuição granulométrica - Superpave (KENNEDY, 1994).....                                           | 202 |
| Tabela 32- Equipamento, finalidade e parâmetros do Superpave.....                                                                        | 203 |
| Tabela 33 - Valores médios dos trechos da pesquisa (WATSON et. al. 2008).....                                                            | 207 |
| Tabela 34 - Deformação permanente e tráfego, relacionados ao tipo de ligante asfáltico (WATSON et. al. 2008).....                        | 208 |
| Tabela 35 - Volume de vazios após construção e após solicitação pelo tráfego (WATSON et. al. 2008).....                                  | 208 |
| Tabela 36 - Estados de tensões indicados para determinação da deformação permanente .....                                                | 221 |
| Tabela 37 -comportamentos estruturais associados aos modelos.....                                                                        | 224 |
| Tabela 38 - Resumo comparativo de características dos simuladores, LCPC, Hamburg e APA (LEAHY e MCGENNIS, 1999) .....                    | 247 |
| Tabela 39 - Comparação entre equipamentos de laboratório e de campo para análise de desempenho em misturas asfálticas.....               | 1   |

## PLANO DE ENSINO-APRENDIZAGEM - EMENTA 2025

### 1. IDENTIFICAÇÃO

**Departamento:** TRANSPORTES E OBRAS DE TERRA

**Curso:** Superior de Tecnologia em Construção Civil - Modalidade Movimento de Terra e Pavimentação.

**Disciplina:** Materiais para Pavimentação

**Sigla:** MAT PAV

**Código:** 4306

**Carga Horária Semanal:** 02 ha

**Carga Horária Total:** 40 ha

**Disciplina** obrigatória ☒ 25 ha optativa ☐ eletiva ☐ laboratório ☒ 15 ha

**Número Máximo de Alunos:** 40

**Período:** Noturno

**Semestre:** 4º

**Professor Responsável:** Me. Leila Meneghetti

**Professor (es):** Dr. Edson de Moura

**Auxiliar (es) Docente:** Deise Dias do Nascimento Machado

### 2. EMENTA

Materiais empregados na pavimentação: ligantes asfálticos, agregados e dosagem de diferentes tipos de revestimento.

### 3. OBJETIVOS

- a) Conhecer os tipos e a obtenção dos materiais asfálticos.
- b) Caracterizar e classificar os materiais betuminosos, empregados em pavimentação;
- c) Analisar resultados de ensaios de caracterização dos materiais estudados;

- d) Executar projeto de misturas asfálticas
- e) Controlar a produção das misturas asfálticas (quente, fria, usinada ou não).

## 5. ESTRATÉGIAS

Aulas teóricas - 25 ha

- Expositiva dialógica, através de notas de aula e recursos áudio visuais (quadro, projeção multimídia, vídeos etc.

Aulas práticas e de laboratório - 15 ha

- Execução de exercícios práticos e planilhas eletrônicas.
- Aplicação de ensaios de caracterização física e mecânica dos materiais utilizados em pavimentação.
- Execução de ensaios demonstrativos aos alunos.
- Os alunos, preferencialmente em grupos, executam ensaios pertinentes às aulas teóricas e, no desenvolvimento dos ensaios, fazem uso de notas de aula que traz os procedimentos de cada ensaio.
- Consta da apostila do curso os procedimentos de ensaios bem como as folhas de ensaio pertinentes aos mesmos.
- Após a realização dos ensaios, os alunos limpam e guardam os equipamentos utilizados.
- Os resultados dos ensaios são apresentados em forma de relatórios individuais ou em grupos entregues 15 dias após aula.

Atividade extraclasse (exercícios, relatórios etc.), até 05 ha.

## 6. CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO

O processo de avaliação consiste na aplicação de duas provas denominadas de  $P_1$  e  $P_2$ . O aluno está aprovado se a média final for  $\geq 6,0$  obtida pela equação:

$$MF = (P_1 * P_2)^{0,5} \geq 6,0 \text{ Aprovado}$$

onde:  $M_F$  = Média Final

P<sub>1</sub> e P<sub>2</sub> = Provas

Para média final inferior a 6,0, o aluno deverá fazer provas de exame e obter nota superior a 6,0 para as provas que o aluno não atingiu nota 6,0.

## 7. REFERÊNCIAS - MAT PAV - Movimento de Terra e Pavimentação

### 7.1. Bibliografia básica

LIEDI, Légi Bariani Bernucci; et.all. **Pavimentação asfáltica formação básica para engenheiros**, Petrobrás, Rio de Janeiro 2008. 496 p. v.1.

SENÇO, Wlastermiller de. **Manual de técnicas de pavimentação**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 2008. 761 p. v.1.

### 7.2. Bibliografia complementar

BRASIL. Departamento Nacional de Estrada de Rodagem. **Manual de normas de construção**. São Paulo, s.d. \_\_\_\_\_. **Normas de ensaio**. Rio de Janeiro.

INSTITUTO BRASILEIRO DE PETRÓLEO. **Informações básicas sobre materiais asfálticos**. 4. ed. Rio de Janeiro, 2007. 68p. 4ex.

SÃO PAULO. Prefeitura. **Métodos de ensaio**. São Paulo, s.d. 1ex.

RESPONSÁVEL PELA DISCIPLINA

Prof. Dr. Edson de Moura

CHEFE DO DEPARTAMENTO

Prof. Leila Meneguelli

Se a aparência e a essência se confundem, a ciência é dispensável.

Diz um ditado popular: “parece fácil, embora não seja!”.

A capacidade de executar demanda de hábito, persistência e orientação. Saber como é feito difere em muito de o saber fazer!

Não é intenção do curso habilitar os alunos na arte de executar ensaios laboratoriais, mas, o saber de como os ensaios são executados, tomar ciência dos procedimentos da boa prática de laboratório e capacitá-los a analisar resultados.

O escopo do ensaio de materiais de pavimentação é obter parâmetros face às aplicações desses materiais em camadas de pavimento. O ensaio não melhora as características dos materiais.

## CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

### 1.1 - Introdução

Dentre os diversos tipos de materiais normalmente utilizados em camadas de pavimentos, têm-se os mais comuns, pelo fato, desses, terem sido especificados pelo método de dimensionamento do extinto DNER, atual DNIT, critério normativo oficial para projetos de pavimentos flexíveis, são eles: materiais de base ou revestimento com emprego de ligante asfáltico (CA, PMQ, PMF etc.) materiais granulares para bases, sub-bases ou reforços e também se tem os materiais estabilizados por cimento e cal que melhor classificados são materiais utilizados em pavimentos com características estruturais semirrígidas.

São contemplados no método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DER-SP outros tipos de materiais empregados em camadas de pavimentos, tanto flexíveis como semirrígidos, além dos já citados anteriormente temos: macadame hidráulico (MH), brita graduada tratada com cimentos (BGTG), concreto compactado com rolo (CCR), concreto de cimento Portland e por fim, solos finos de comportamento lateríticos como camadas de base, sub-bases e em reforço de subleito, estando esse último material, necessariamente, associado ao tipo de tráfego da via.

Já no método de dimensionamento da PMSP, além dos também já citados, temos a inclusão de alguns outros materiais mais comumente empregados em vias urbanas, sendo eles: concreto magro, paralelepípedos, materiais estabilizados quimicamente com aditivos, reciclados de construção e demolição (RCD), areia, dentre outros.

Os materiais, normalmente, utilizados em pavimentos podem ser classificados como naturais e artificiais, os naturais dispostos na natureza e prontos para serem utilizados, passando apenas por um processo de exploração (Figura 1, Figura 2 e Figura 3)

Figura 1- Areia de rio



Figura 2 Areia de cava - Saibro



Figura 3 - Seixo rolado



Já os materiais artificiais, passam por um processo de beneficiamento como: lavagem, cominuição, peneiramento etc. (Figura 4, Figura 5 e Figura 6)

Figura 4 – areia de brita

Figura 5 - Brita 1",  $\frac{1}{2}$ ", pedrisco, pó de pedra, etc.

Figura 6- Argila expandida



Existem ainda a escória de aciaria e o RCD com uso mais limitado devido a dificuldade de se enquadrarem nas especificações, (Figura 7, Figura 8 e Figura 9)

Figura 7- Escória de aciaria



Figura 8- RCD após a demolição



Figura 9 - RCD beneficiado

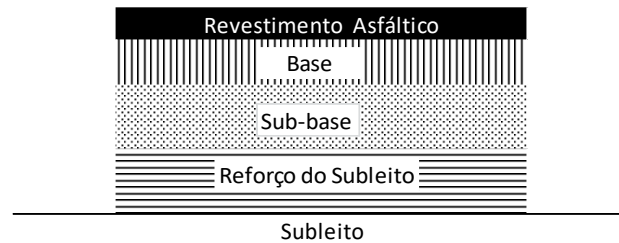


Os diversos tipos de estruturas dos pavimentos: camada de revestimento asfáltico, camadas intermediárias de material cimentado denominados de pavimentos semirrígidos ou mesmo pavimento de concreto, também conhecidos como pavimento rígido, todos esses são caracterizados por um sistema de múltiplas camadas de espessuras finitas assentes sobre a última camada da terraplanagem, denominada de subleito. O desempenho estrutural do pavimento está intimamente ligado à resistência, deformação e a permeabilidade dessas múltiplas camadas e, como ocorre a interação (distribuição de tensões e deformações) dessas camadas com a fundação da estrutura e o subleito. A resistência, a deformação e a permeabilidade são parâmetros que podem ser determinados por ensaios laboratoriais, já a interação entre essas camadas com o subleito é objeto do dimensionamento de pavimentos.

Os fatores que influenciam na escolha do tipo de material a ser empregado dependem principalmente: do tráfego, período de projeto, disponibilidade desses materiais escolhidos, do relevo, condições climáticas, geometria da via e da drenagem, não necessariamente nessa ordem, mas, bem que serve como uma hierarquização bastante apreciável.

Pavimentos com revestimento asfáltico, também denominado de pavimento flexível possuem, basicamente, as camadas apresentadas na Figura 10.

Figura 10 - Estrutura tipo de pavimento de revestimento asfáltico

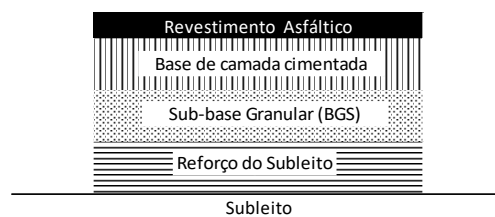


Nos pavimentos ditos semirrígidos possuem uma camada cimentada e como camada de rolamento tem-se uma mistura asfáltica. Caso essa camada cimentada seja empregada como sub-base esse tipo de pavimento é denominado de semirrígido invertido (Figura 11), caso essa camada cimentada seja empregada como base é dito semirrígido (Figura 12).

Figura 11 - Estrutura tipo de pavimento semirrígido invertido

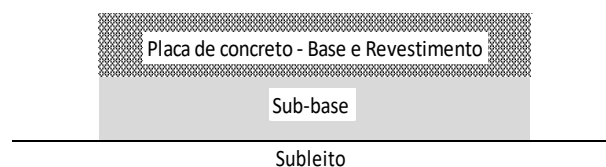


Figura 12 - Estrutura tipo de pavimento semirrígido



Por fim, a estrutura de pavimento de concreto também conhecida como pavimento rígido (Figura 13). Esse tipo de estrutura apresenta a placa de concreto com a função de base e de revestimento simultaneamente, assim, a camada subjacente onde essas placas de concreto estão assentes é denominada de sub-base e abaixo dessa está o subleito. Quando se referem à camada subjacente à placa de concreto estar-se-á referindo ao conjunto da sub-base e subleito.

Figura 13 - Estrutura tipo de pavimento de concreto



## 1.2 - Agregados - Produção e classificação

Os materiais pétreos utilizados em camadas de pavimento podem ser classificados em dois grupos: naturais e artificiais:

Materiais naturais podem ser obtidos diretamente da natureza, sendo apenas beneficiado por um processo de lavagem e/ou de cominuição:

Pedra britada,  
Seixo rolado,  
Areia de cava ou de rio

Já os materiais artificiais devem, necessariamente, passar por algum processo industrial para enquadramento desse material como agregado:

Escória de aciaria ou de alto forno  
Reciclado de construção e demolição (RCD)  
Argila expandida ou calcinada

Basicamente, tem-se empregado em camadas de base e revestimentos asfálticos, materiais pétreos, e em menor escala em camadas de sub-base. Exige-se para essas camadas materiais resistentes à energia de compactação, permitindo o entrosamento entre os grãos sem que se quebrem. Quando em serviço sob a ação do tráfego e sob a ação das intempéries não sofre alterações significativas na sua integridade. Os agregados pétreos, têm-se mostrado um excelente material para essa finalidade, tanto no quesito estrutural como também quanto ao custo. Entretanto, para rodovias com elevado volume de tráfego e ao horizonte temporal de projeto, os materiais empregados, principalmente para bases e sub-bases (quando em pavimentos invertidos) tem-se utilizado cimento juntamente com agregados na melhora da resistência às deformações dessas camadas.

Da mesma forma, nos revestimentos asfálticos, devido à falta de coesão e à elevada permeabilidade de uma camada constituída somente de agregados, mesmo se essa atender a uma distribuição granulométrica contínua, utiliza-se ligante asfáltico como material aglutinante, propiciando: coesão e impermeabilidade ao revestimento. Registra-se que, a composição granulométrica (arcabouço pétreo) da mistura asfáltica, caracteriza a textura superficial do pavimento e resiste, principalmente, a formação de trilha de roda, defeito superficial que, conforme sua intensidade, propicia o acúmulo d'água evitando o contato pneu/pavimento, fenômeno denominado de aquaplanagem. A função do ligante asfáltico na mistura, é propiciar coesão e impermeabilização e tem como resposta estrutural, principalmente, benefícios na vida de fadiga. Registra-se que caso a distribuição granulométrica apresente falhas, o ligante asfáltico (dependendo do tipo) pode vir a compensar essa falha de desempenho para a formação da deformação permanente em trilha de roda.

### **1.2.1 - Produção de agregados**

Conforme mencionado anteriormente, os materiais naturais podem ser obtidos diretamente da natureza, sendo apenas beneficiado por um processo de lavagem e/ou de cominuição. A produção de agregados para finalidades de utilização em obras viárias, requer várias etapas. As instalações e o

desempenho da produção de uma unidade de britagem dependem de vários fatores, sendo dois com maior importância: o tipo de rocha e os tipos de equipamentos utilizados, esse último função da expectativa da produção desejada. A seguir é apresentado, em linhas gerais, o processo de britagem primária e secundária de rochas, bem como os principais tipos de britadores.

#### 1.2.1.1 - Jazida - Britagem primária

Jazida comumente denominada de pedreira é o local de onde os materiais pétreos naturais são extraídos. Basicamente, o processo de extração consiste na limpeza do material estérreo que recobre o manto rochoso (Figura 14). Esse material é solo juntamente com eventual vegetação e/ou arborização. Destaca-se a importância da remoção adequada desse material, expondo totalmente a rocha a ser beneficiada.

Figura 14 - Remoção do material estérreo



Fonte: Engº. Romualdo - Pedreira Barueri - Serveng

A não remoção adequada desse material estérreo, possibilita que o solo seja incorporado à rocha britada e, devido a finura do solo e às suas características mineralógicas, não raras vezes, pode ocasionar expansão ao material britado, principalmente aos finos, como o pó de pedra.

Com a rocha exposta procede-se com a primeira etapa de beneficiamento que é a explosão, comumente chamado na pedreira de fogo do maciço rochoso reduzindo em pequenos blocos, conforme apresentado na Figura 15 os preparativos para a explosão. A intensidade de explosivos é função de vários fatores como: quantidade de material a ser beneficiado, tipo de rocha, largura da bancada, tamanho dos blocos resultantes da explosão, dentre outros. A redução do tamanho dos blocos devido a intensidade dos explosivos, pode causar microfissuras na rocha, diminuindo assim, sua resistência. Na Figura 16 é apresentado a bancada desmontada após o fogo. Nessa etapa, o diâmetro médio dos blocos varia desde pedra de mão 76 mm até grandes blocos de rocha chegando a diâmetro superior a 1 m, nesses casos necessita-se do picão (Figura 17), equipamento auxiliar provido de uma ponteira que golpeia os blocos reduzindo em blocos menores.

Figura 15 - bancada sendo preparada para o fogo



Fonte: Engº. Romualdo - Pedreira Barueri - Serveng

Figura 16 - Bancada após o fogo



Fonte: Engº. Romualdo - Pedreira Barueri - Serveng

Figura 17 - Picão no desmonte de grandes blocos de rocha



Após essa etapa, os blocos de rocha são transportados por caminhões fora de estrada (Figura 18) para o britador primário ou britador de mandíbula (Figura 19). O beneficiamento da rocha com o britador de mandíbula é denominado de britagem primária. O material após passar por essa etapa é cominuído a grãos com diâmetro médio entre 76 mm (3") e 200 mm (8") e antes de serem transportados para a pilha pulmão, passam por uma peneira para remoção do material de refugo: partículas menores, raízes e principalmente algum material estérreo ainda presentes (Figura 20). Essa peneira de refugo pode também estar localizada antes do britador de mandíbula, isso depende das instalações da planta de britagem. Na Figura 21 é apresentada a pilha pulmão em que é alimentada por cima. Já a saída do material para os demais britadores é por baixo.

Figura 18- Caminhões fora de estrada utilizados no transporte dos blocos de rochas para o britado de mandíbula



Fonte: Engº. Romualdo - Pedreira Barueri - Serveng

Figura 19 - Esquema do britador de mandíbula - britagem primária

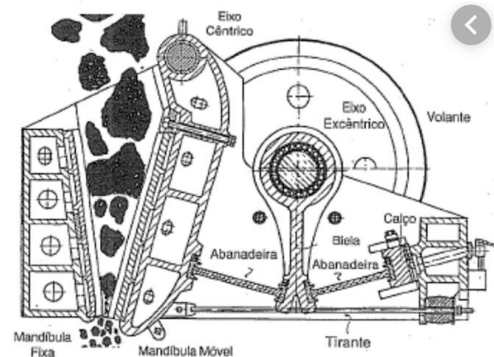


Figura 20- Peneira de material de refugo



Figura 21 - Pilha pulmão



O processo de britagem de rocha divide-se em quatro etapas: primária, secundária, terciária e quaternária. Entretanto, dentre essas etapas pode-se agrupá-las em duas: primária e intermediária, a saber:

**Primária** - consiste em cominuir a rocha preparando-a para a etapa intermediária. Nesse estágio obtém-se a pedra amarrada<sup>1</sup> pedra com dimensões que pode ser manuseada, comercialmente denominada de pedra de mão ou rachãozinho. Os equipamentos utilizados nessa etapa, britador de mandíbula e pode também ser utilizado o britador giratório.

**Intermediária** - são utilizados os britadores: tipo cone, impacto e giratório. Nesta etapa, o material britado é transferido pelas correias transportadoras até o peneirador, obtendo-se material em diversas dimensões, desde pó de pedra até brita 3.

<sup>1</sup> Marrão: martelo de ferro, grande, usado para quebrar pedras, derrubar paredes etc.; marreta, marra.

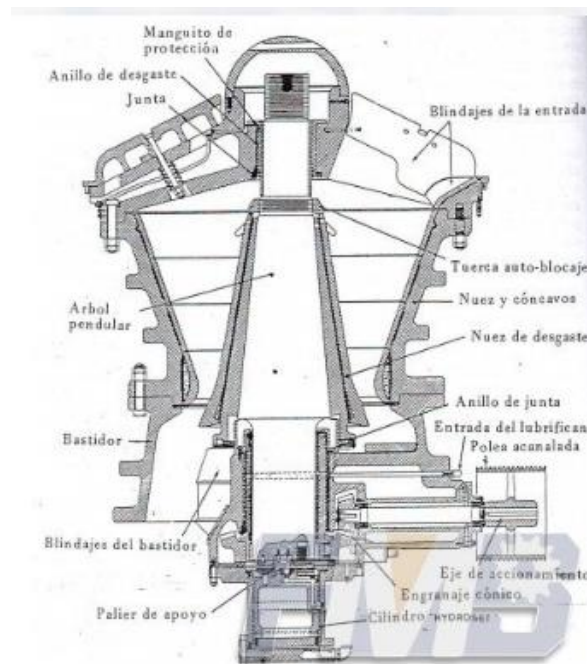
### 1.2.1.2 - Britagem intermediária

Etapa destinada a cominuição e separação da rocha em diferentes tamanhos de grãos.

#### a) Britador giratório

Na **Figura 22** é apresentado o desenho do britador giratório. Possui um eixo oscilante em que o material é cominuído em uma abertura de britagem. O sistema consiste em uma parte interna móvel denominada de manto e uma cápsula externa chamada de revestimento ou reservatório, montado no conjunto de eixos oscilantes. A compressão contínua entre os revestimentos, propicia a redução dos grãos.

Figura 22 - Britador tipo giratório



Um sistema de ajuste hidráulico permite regular o tamanho das partículas do material triturado, devido ao fato desse tipo de britagem reduzir os grãos a um único tamanho médio de 25 mm. Dependendo da planta de britagem e do tipo de rocha, tem-se utilizado esse tipo de britador como preparador para o estágio intermediário, nesse caso o equipamento é considerado como primário e o material após ser processado será enviado para a britagem com o britador tipo cone ou impacto.

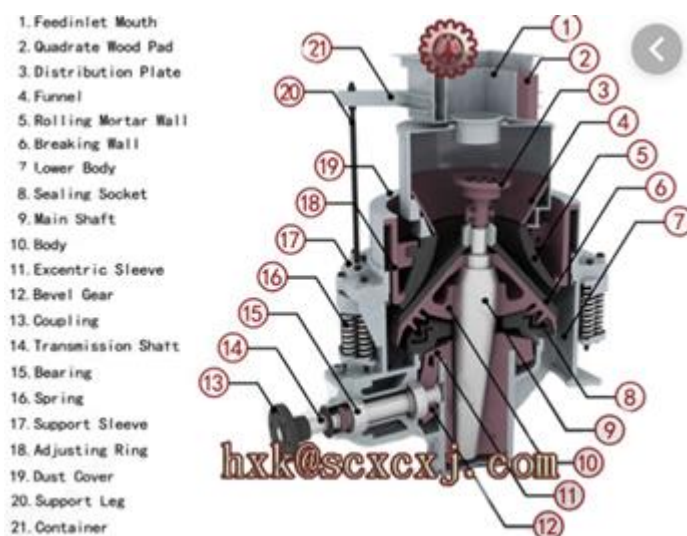
#### b) Britador tipo cone

Com funcionamento semelhante aos britadores giratórios os britadores tipo cone (Figura 23) destinam-se a britagem secundária, terciária e a quaternária. Dependendo do tamanho dos grãos e do processo fabril, se for suficientemente pequeno, nessa etapa, pode-se dispensar o uso do britador giratório como britagem primária.

Um eixo excêntrico produz movimentos oscilatórios do eixo principal. A excentricidade faz com que a parte inferior do eixo do cone oscile na parte lateral inferior da abertura de descarga, essa oscilação apresenta duas condições: (i) lateral aberta e (ii) lateral fechada. A fragmentação do material resulta da compressão contínua que ocorre entre os revestimentos ao redor da câmara através de um ajuste hidráulico, gerando partículas de diversos tamanhos.

A forma do grão tem fundamental importância, principalmente para emprego em pavimentação e, para otimizar os custos operacionais e melhorar o formato do produto, recomenda-se que os britadores tipo cone sejam sempre operados com alimentação plena, dessa forma, a camada de material sobre as partículas que estão sendo trituradas, propicia um confinamento, resultando em formatos de grãos mais cúbicos

Figura 23 - Britador tipo cone



Na Figura 24 é apresentada uma unidade móvel de britagem secundária com britador tipo cone Kleemann, da Wirten Grupo John Deere. Trata-se do modelo "Mobicone MCO 90(i) EVO2" que na

Figura 25 é apresentado em detalhe a silhueta do britador tipo cone instalada.

Figura 24- Britador móvel tipo cone - Kleemann

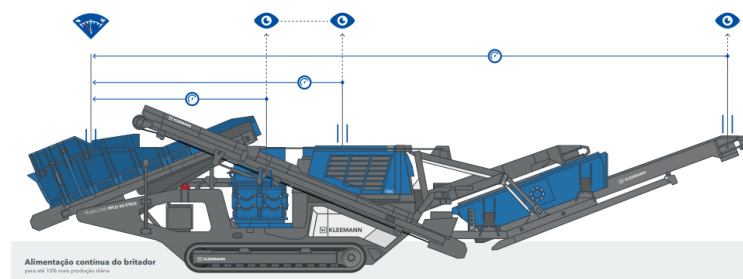
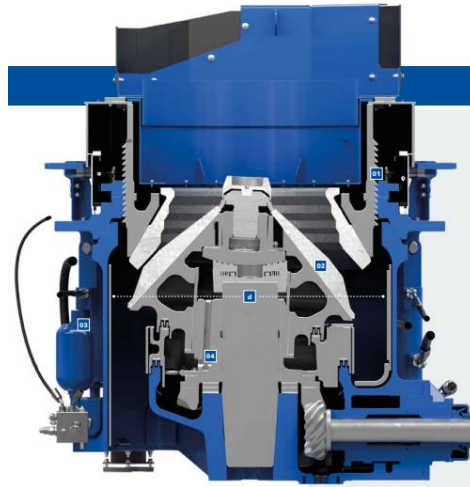


Figura 25- Detalhe do britador tipo cone instalado



c) *Britador de impacto*

Os britadores por impacto são tradicionalmente classificados em dois diferentes tipos, entretanto, compartilham o mesmo princípio de britagem, ou seja, por impacto, para reduzir o material a tamanhos menores, porém os recursos, as capacidades e as aplicações ideais são bem diferentes um do outro, são eles:

- (i) britadores por impacto de eixo horizontal (HSI), são usados nos estágios de britagem primária, secundária ou terciária. Os britadores HSI (Figura 26) reduzem o material alimentado através de impactos de alta intensidade, originados no movimento de rotação rápida de martelos ou de barras fixadas ao rotor. As partículas produzidas são, a seguir, fragmentadas no interior do britador, conforme colidem contra a câmara do britador e entre si, produzindo um produto mais fino e de melhor formato.
- (ii) britadores por impacto de eixo vertical (VSI) (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**), são usados na última etapa do processo de britagem, especialmente quando é necessário que o produto final tenha um formato cúbico preciso. O britador VSI pode ser considerado uma 'bomba de pedra', que opera como uma bomba centrífuga. O material é alimentado através do centro do rotor, onde é acelerado a alta velocidade antes de ser descarregado através de aberturas na periferia do rotor. O material é britado ao bater no corpo externo em alta velocidade e devido à colisão entre as pedras.

Figura 26- Esquema do britador de impacto tipo HSI horizontal

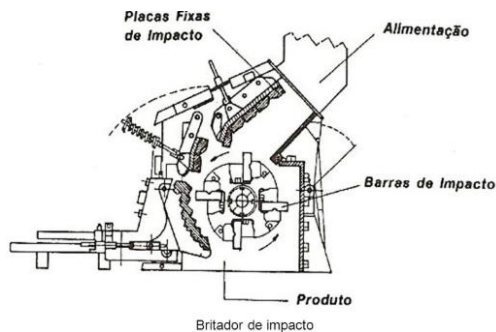
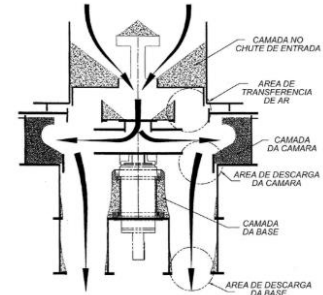


Figura 27 - Esquema do britador de impacto tipo VSI vertical



### 1.2.2 - Classificação dos agregados

Após a britagem da rocha o material é conduzido por correias transportadoras para a unidade de peneiramento vibratório (Figura 28). Normalmente, essa unidade comporta três peneiras, obtendo-se quatro frações: brita 2, brita 1, pedrisco e pó de pedra<sup>2</sup>.

Figura 28 - Peneirador vibratório



Após o peneiramento, cada fração do material é conduzido por correia transportadora até a pilha correspondente.

Os materiais identificados como: rachão, rachãozinho, pedra de mão, brita 4, brita 3, brita 2, brita 1, pedrisco, pó de pedra, bica corrida etc., são denominações comerciais. A norma *ABNR NBR 7225:1993 - Materiais de pedra e agregados naturais*, designa os materiais de construção originários de pedra e os agregados naturais, para fins de engenharia civil e faz uso de terminologias distintas

<sup>2</sup> As aberturas das peneiras do peneirador vibratório está relacionada com o tipo de material a ser produzido. A brita 1 por exemplo, pode ter diâmetro inferior na peneira 12,5 mm e superior passantes 100% nas peneiras 3/4" (19,1 mm), 7/8" (22,2 mm) ou ainda 1" (25,4 mm). Essa opção é escolha do fabricante e, no entanto, todas são denominadas comercialmente de brita 1.

das empregadas comercialmente. De forma análoga, a norma ABNT NBR 6502/95 - Terminologia - Rochas e Solos, apresenta nomenclaturas distintas das usualmente empregadas comercialmente. Na Figura 29 são apresentadas as nomenclaturas e as dimensões correlatas encontradas em ambas as normas acima citadas para os materiais (frações dos agregados) e a nomenclatura e dimensões usuais no comércio.

Figura 29 - Nomenclaturas e dimensões de agregados -normas: ABNT NBR 7225:1993 e ABNT NBR 6502:1995 e denominações comerciais

| ABNT NBR 7225:1993 - Materiais de pedra e agregados naturais |                  | ABNT NBR 6502:1995 - Terminologia - Rochas e Solos |                  | Denominação comercial |                |
|--------------------------------------------------------------|------------------|----------------------------------------------------|------------------|-----------------------|----------------|
| Nome                                                         | Dimensão (mm)    | Nome                                               | Dimensão (mm)    | Nome                  | Dimensão (mm)  |
|                                                              |                  | Bloco de rocha                                     | > 1000           | Rachão                |                |
|                                                              |                  | Matacão                                            | 1000 > # > 200   | Rachãozinho           |                |
| Pedra amarrada                                               |                  |                                                    |                  | Pedra de mão          | 200 > # > 75   |
| Pedra de mão                                                 | Sem dimensão     | Pedra de mão                                       | 200 > # > 60     | Pedra pulmão          |                |
| Pedregulho                                                   | 100 > # > 2,0    | Pedregulo                                          | 60 > # > 2,0     | Brita 4               | 76 > # > 50    |
| Pedregulho grosso                                            | 50 > # > 25      | Pedregulho grosso                                  | 60 > # > 20      | Brita 3               | 50 > # > 38    |
| Pedregulho médio                                             | 25 > # > 4,8     | Pedregulho médio                                   | 20 > # > 6,0     | Brita 2               | 38 > # > 25    |
|                                                              |                  | Pedregulho fino                                    | 6,0 > # > 2,0    | Brita 1               | 25 > # > 12,5  |
| Pedregulho fino                                              | 4,8 > # > 2,0    |                                                    |                  | Brita 00              | 12,5 > # > 6,4 |
| Pedrisco                                                     | 4,8 > # > 0,075  |                                                    |                  | Pedrisco              | 6,4 > # > 2,0  |
| Pedrisco grosso                                              | 4,8 > # > 2      |                                                    |                  |                       |                |
| Pedrisco médio                                               | 2 > # > 0,42     |                                                    |                  |                       |                |
| Pedrisco fino                                                | 0,42 > # > 0,075 |                                                    |                  |                       |                |
| Pó de pedra                                                  | < 0,075          |                                                    |                  | Pó de pedra           | < 4,76 mm      |
| Areia                                                        | 2 > # > 0,075    | Areia                                              | 2,0 > # > 0,06   | Filer*                | < 0,075        |
| Areia grossa                                                 | 2 > # > 1,2      | Areia grossa                                       | 2,0 > # > 0,6    | Areia de brita        |                |
| Areia média                                                  | 1,2 > # > 0,42   | Areia média                                        | 0,6 > # > 0,2    |                       |                |
| Areia fina                                                   | 0,42 > # > 0,075 | Areia fina                                         | 0,2 > # > 0,06   |                       |                |
|                                                              |                  | silte                                              | 0,06 > # > 0,002 | Brita corrida         | sem graduação  |
|                                                              |                  | Argila                                             | < 0,002          | Bica corrida          |                |

(\*) material da própria rocha

A norma ABNT NBR 9935:2011 - Agregados terminologias, que define os termos relativos a agregados empregados em concreto de cimento Portland e a norma ABNT NBR 7211:2005 Agregado para concreto - Especificação, que trata da produção e recebimento de agregados miúdos e graúdos destinados a produção de concreto de cimento Portland, definem como:

- (i) agregado miúdo - material com dimensões compreendido entre as peneiras 4,76 mm e 0,150 mm e
- (ii) (ii) agregado graúdo - material com dimensões compreendido entre as peneiras 75 mm e 4,76 mm

Conforme apresentado acima, pode-se deduzir que as terminologias comerciais utilizadas diferem em muito das terminologias e das dimensões especificadas em norma.

Rachão, material não mencionado em normas, comercialmente com dimensões que podem variar desde 127 mm até 600 mm.

Britas 1, 2, 3 e 4 relacionam-se a fração de pedrisco conforme as normas apresentadas na Figura 20, ocorre que as dimensões apresentadas nessas normas não condizem com as dimensões dos materiais comerciais. Por exemplo, o pedregulho médio, apresenta dimensões entre as peneiras:  $25,8 < \# < 4,76$  mm - ABNR NBR 7225:93 e  $20 < \# < 4,76$  mm - ABNT NBR 6502:95 o material comercial que mais se aproxima dessas dimensões é a brita 1. Sabe-se que a brita 1 pode ter grãos com diâmetro máximo de até 25 mm com passagem de 100% na peneira 3/4" (19,1 mm) e devido a produção é encontrado nessa brita material abaixo da peneira 4,76 mm, inclusive fração fíler.

A pedra amarrada ou pedra de mão que na norma n. 7225 não define dimensão e na norma 6502 tem dimensões especificada entre as peneiras:  $200 < \# < 60$  mm, comercialmente, têm-se os sinônimos: rachãozinho, pedra de mão e pedra pulmão e dimensões variando entre  $200 < \# < 75$  mm. Essas denominações e possíveis variações nesse intervalo, refere-se ao processo de britagem de cada pedreira e às características mineralógicas da rocha.

### **1.3 - Tipos de materiais - camadas do pavimento**

A seguir são apresentados na Tabela 1 os tipos de materiais mais comumente utilizados em camadas de pavimento, classificados conforme o tipo de estrutura se: (i) com revestimento asfáltico, (ii) pavimento semirrígido e (iii) de concreto. A ocorrência de um maior número de materiais disponíveis para o tipo de pavimento com revestimento asfáltico deve-se ao fato desse tipo de pavimento ser largamente empregado em vias, tanto de baixo como também de alto volume de tráfego para vias rurais, além de vias urbanas.

Tabela 1 - Tipos de materiais associados aos tipos de estrutura

| Material                                                      | Camada                    | Sigla | Tipo de pavimento      |             |          |
|---------------------------------------------------------------|---------------------------|-------|------------------------|-------------|----------|
|                                                               |                           |       | Revestimento asfáltico | Semirrígido | Concreto |
| Mistura asfáltica                                             | Camada de rolamento       | CA    | X                      | X           |          |
| Pré-misturado a quente                                        |                           | PMQ   | X                      |             |          |
| Pré-misturado a frio                                          |                           | PMF   | X                      |             |          |
| Macadame Betuminoso                                           |                           | MB    | X                      |             |          |
| Pinturas de ligação e imprimação                              |                           |       | X                      | X           |          |
| Lama asfáltica                                                |                           |       | X                      |             |          |
| Micro revestimento asfáltico                                  |                           |       | X                      |             |          |
| Tratamento superficial                                        |                           |       | X                      |             |          |
| Concreto cimento Portland                                     |                           |       |                        |             | X        |
| Brita graduada simples (BGS)                                  | Base, sub-base e reforço. | BGS   | X                      | X           |          |
| Macadame hidráulico                                           |                           | MH    | X                      | X           |          |
| Macadame seco                                                 |                           | MS    | X                      |             |          |
| Areia                                                         |                           |       |                        |             | X        |
| Solo-cimento                                                  |                           | SC    | X                      | X           | X        |
| Solo cal                                                      |                           |       | X                      | X           |          |
| Brita graduada tratada com cimento                            |                           | BGTC  |                        | X           | X        |
| Concreto compactado com rolo                                  |                           | CCR   |                        | X           | X        |
| Solo arenoso fino laterítico                                  |                           | SAFL  | X                      | X           | X        |
| Solo brita e base e sub-base estabilizada granulometricamente |                           | SB    | X                      | X           |          |
| Solo brita cimento                                            |                           | SBC   | X                      | X           |          |
| Base asfáltica de módulo elevado                              |                           | EME   | X                      |             |          |
| Solo asfalto                                                  |                           |       | X                      |             |          |
| Solo betume                                                   |                           |       | X                      |             |          |
| Reciclado de construção e demolição                           |                           | RCD   | X                      |             |          |
| Escória de aciaria ou de alto forno                           |                           |       | X                      |             |          |
| Argila calcinada                                              |                           |       | X                      |             |          |

## **CAPÍTULO 2 - AGREGADOS E MATERIAIS PARA BASES, SUB-BASES E REFORÇO DE SUBLEITO**

### **2.1 - Brita graduada simples - BGS**

Brita graduada simples - BGS, também denominada de brita graduada é um material largamente utilizado em camadas de pavimentos no Brasil. A seguir são apresentadas as principais características desse material.

Por de definição brita graduada simples (BGS) é um material pétreo, oriundo da britagem de rocha sã e composto em usina, atendendo a uma distribuição granulométrica bem graduada e que quando compactada adequadamente resulta em uma camada de pavimento com propriedades satisfatórias quanto à estabilidade e durabilidade.

Trata-se de um dos materiais mais empregados em camadas de bases e sub-bases de pavimentos no Brasil devido ao seu intertravamento (características da distribuição granulométrica) apresenta-se como um material com um bom nível de estabilidade como camada de pavimento.

Os valores de módulo de resiliência, normalmente, encontrados para esse tipo de material situa-se entre 100 MPa a 300 MPa conforme instrução de projeto IP-DE-P00/001 Projeto de Pavimento DER-SP, estando esses valores intimamente relacionados à origem mineralógica dos agregados, a forma das partículas, a distribuição granulométrica ao grau de compactação e por se tratar de um material permeável, ao grau de colmatção de seus vazios, dentre outros fatores menos influentes. Os parâmetros de compactação para a brita graduada simples - BGS são: teor de umidade de moldagem na ordem de 3% a 5% e massa específica aparente seca, normalmente, superior a 2,0 g/m<sup>3</sup>.

A utilização desse material em camada de pavimento, no dimensionamento, recomenda-se que a espessura da camada de brita graduada simples - BGS compactada não deve ser superior a 15 cm, caso deseje-se espessuras maiores, deve-se compactar em mais de uma camada. Têm-se registros que em pavimentos que foram utilizados espessuras maiores de 15 cm, apresentaram deslocamentos superiores aos desejáveis.

Após a finalização da compactação da camada de BGS cuidados devem ser tomados quanto a impermeabilização dessa, garantindo-se a integridade estrutural da camada devido a águas pluviais.

Especificação das faixas granulométricas pelos órgãos rodoviários: DER\_SP ET DE p00/008 (2005) e PMSP ESP 06/92 estão apresentados na Figura 30. Na Figura 31 estão apresentadas as faixas granulométricas da BGS dos órgãos: DNIT 141/2022 - ES e DER/PR ES-P 05/18

Figura 30 - Faixas granulométricas de BGS - DER-SP e PMSP

|                             |       | DER-SP - ET-DE-P00/008 - jul/2005 |         |         |          |            | PMSP - ESP-06/92 |         |          |
|-----------------------------|-------|-----------------------------------|---------|---------|----------|------------|------------------|---------|----------|
| Peneiras                    |       | DER-SP - Faixas                   |         |         |          | Tolerância | PMSP-SP - Faixas |         |          |
| ABNT n.                     | (mm)  | A                                 | B       | C       | D        | ± 7        | I                | II      | III      |
| 2"                          | 50,8  | 100                               | 100     | -       | -        | ± 7        | 100              | -       | -        |
| 1 1/2"                      | 38,1  | 90 - 100                          | -       | -       | -        | ± 7        | 90 - 100         | 100     | -        |
| 1"                          | 25,4  | -                                 | 82 - 90 | 100     | 100      | ± 7        | -                | -       | 100      |
| 3/4"                        | 19,1  | 50 - 68                           | -       | -       | -        | ± 7        | 50 - 85          | 60 - 95 | 90 - 100 |
| 3/8"                        | 9,5   | 30 - 46                           | 60 - 75 | 50 - 85 | 60 - 100 | ± 7        | 35 - 65          | 40 - 75 | 80 - 100 |
| 4                           | 4,8   | 20 - 34                           | 45 - 60 | 35 - 65 | 50 - 85  | ± 5        | 25 - 45          | 25 - 60 | 35 - 55  |
| 10                          | 2     | -                                 | 32 - 45 | 25 - 50 | 40 - 70  | ± 5        | 18 - 35          | 15 - 45 | -        |
| 40                          | 0,42  | 4 - 12                            | 22 - 30 | 15 - 30 | 25 - 45  | ± 5        | 8 - 22           | 8 - 25  | 8 - 25   |
| 200                         | 0,075 | 1 - 4                             | 10 - 15 | 5 - 15  | 5 - 20   | ± 2        | 3 - 9            | 2 - 10  | 2 - 9    |
| Espessura da camada acabada |       | 10 - 17                           | 10 - 17 | 10 - 13 | 10 - 13  |            |                  |         |          |

Figura 31 - Faixas granulométricas de BGS - NORMA DNIT 141/2022 - ES e DER/PR ES-P 05/18

|          |       | DNIT (projeto de norma) |         |         |          | DER-PR ES-P 05/05 |         |          |
|----------|-------|-------------------------|---------|---------|----------|-------------------|---------|----------|
| Peneiras |       | DNIT - Faixas           |         |         |          | DER-PR - Faixas   |         |          |
| ABNT n.  | (mm)  | A                       | B       | C       | D        | I                 | II      | III      |
| 2"       | 50,8  | 100                     | 100     | -       | -        | 100               | -       | -        |
| 1 1/2"   | 38,1  | -                       | -       | -       | -        | 90 - 100          | 100     | 100      |
| 1"       | 25,4  | -                       | 75 - 90 | 100     | 100      | -                 | -       | 77 - 100 |
| 3/4"     | 19,1  | -                       | -       | -       | -        | 50 - 85           | 60 - 95 | 66 - 88  |
| 3/8"     | 9,5   | 30 - 65                 | 40 - 75 | 50 - 85 | 60 - 100 | 35 - 65           | 40 - 75 | 46 - 71  |
| 4        | 4,8   | 25 - 55                 | 30 - 60 | 35 - 65 | 50 - 85  | 25 - 45           | 25 - 60 | 30 - 56  |
| 10       | 2     | 15 - 40                 | 20 - 45 | 25 - 50 | 40 - 70  | 18 - 35           | 15 - 45 | 20 - 44  |
| 40       | 0,42  | 8 - 20                  | 15 - 30 | 15 - 30 | 25 - 45  | 8 - 22            | 8 - 25  | 8 - 25   |
| 200      | 0,075 | 2 - 8                   | 5 - 15  | 5 - 15  | 10 - 25  | 3 - 9             | 2 - 10  | 5 - 10   |

Os materiais a serem empregados no projeto de uma BGS, devem, necessariamente, atender as exigências dos seguintes ensaios:

- Agregados caracterizados por fragmentos duros, limpos e duráveis, livres do excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração, assim como de outras substâncias ou contaminações prejudiciais;
- Desgaste no ensaio de abrasão Los Angeles, conforme NBR NM 51, inferior a 50%;
- Equivalente de areia do agregado miúdo, conforme NBR 12052, superior a 55%;
- Índice de forma superior a 0,5 e percentagem de partículas lamelares inferior a 10%, conforme ABNT NBR 5564:2021.
- A perda no ensaio de durabilidade conforme DNER ME 089, em cinco ciclos, com solução de sulfato de sódio, deve ser inferior a 20%, e com sulfato de magnésio inferior a 30%.
- Curva de projeto da mistura de agregados deve apresentar granulometria contínua e se enquadrar em uma das faixas granulométricas especificadas;

- A faixa de trabalho - (DER-SP), definida a partir da curva granulométrica de projeto, deve obedecer à tolerância indicada para cada peneira, conforme especificação das faixas granulométricas, porém, respeitando os limites da faixa granulométrica adotada;
- Quando ensaiada de acordo com a NBR 9895, na energia modificada, a mistura deve ter CBR igual ou superior a 100% e expansão igual ou inferior a 0,3%;
- No caso de utilização de brita graduada simples como base drenante em acostamentos, deve-se utilizar a faixa granulométrica especificada - (DNIT)
- A percentagem do material que passa na peneira nº 200 não deve ultrapassar 2/3 da percentagem que passa na peneira nº 40.

No controle tecnológico são realizados os seguintes ensaios:

- Em usina - Los Angeles / índice de forma e durabilidade com sulfato de sódio e sulfato de magnésio
- Execução - Teor de umidade, granulometria material de pista, compactação com material de pista caso apresente-se fora do material de projeto, determinação da massa específica aparente seca com determinação do grau de compactação e registrar os locais com as cargas dos caminhões entregues.
- Geométrico e de acabamento - Espessuras e cotas, acabamento da superfície e alinhamento e largura.
- Deflexões

#### 2.1.1 - Distribuição granulométrica

As duas normas: DNER-ME 083/98 - Agregados - Análise granulométrica e a NBR NM 248 - Agregados - Determinação da composição granulométrica, descrevem os procedimentos para obtenção da distribuição granulométrica de agregados para aplicação em concreto de cimento Portland. Entretanto, a sua aplicação para obtenção da distribuição granulométrica de agregados para fins de brita graduada simples - BGS ou mesmo para caracterização de agregado para mistura asfáltica, não ocasiona em erro. Exceto, para a composição de misturas asfálticas, principalmente, para os materiais finos que no procedimento deve-se lavar o material para remoção dos finos aderidos aos grãos (procedimento será melhor abordado na dosagem de mistura asfáltica pelo método Marshall).

O procedimento de ensaio de distribuição granulométrica de agregado é basicamente:

- a) Obter, por quarteamento, massa de amostra representativa, conforme diâmetro máximo do agregado;
- b) Secar a amostra em estufa até constância de massa, denominada de massa inicial;

- c) Separar a série de peneiras, com tampa e fundo, conforme especificação da faixa granulométrica; posicionando-as da de maior abertura sobre as de menores aberturas;
- d) Verter gradativamente a amostra, já fria, pelas peneiras e agitar em movimentos circulares de forma a não formar uma camada muito espessa sobre as peneiras;
- e) Medir a massa retida de cada peneira e registrar na folha de ensaio.

Observação: 1) Agitar as peneiras até menos de 1% da massa total inicial não passe pelas peneiras

2) A soma das frações retida em cada peneira não deve diferir em  $\pm 0,3\%$  da massa lavada (ML).

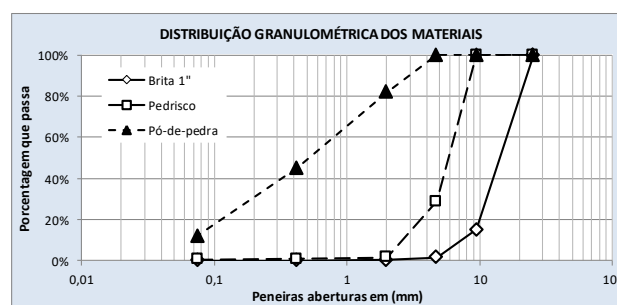
A Figura 32 traz a composição de uma BGS atendendo a Faixa C do DER-SP conforme especificação ET-DE-P00/008 (julho/2005). Observe-se que nessa especificação é apresentada a distribuição granulométrica de três materiais: brita 1", pedrisco e pó-de-pedra e a composição de cada material de forma a enquadrá-lo na especificação, resultando em: 30% de brita 1", 21% de pedrisco e 49% de pó-de-pedra.

Figura 32 - Composição granulométrica da BGS enquadrada na Faixa C - DER-SP - ET-DE-P00/008 (2005)

| Peneiras       |       | Materiais             |          |             | Comp. final | Tolerância (+/-) | Faixa de Trabalho |          |
|----------------|-------|-----------------------|----------|-------------|-------------|------------------|-------------------|----------|
|                |       | Brita 1               | Pedrisco | Pó de Pedra |             |                  |                   |          |
| n.             | (mm)  | Porcentagem que passa |          |             |             |                  | Inferior          | Superior |
| 1"             | 25,4  | 100%                  | 100%     | 100%        | 100%        | 7,0%             | 100,00%           | 100,00%  |
| 3/8"           | 9,52  | 15,0%                 | 99,8%    | 100%        | 74%         | 7,0%             | 67,47%            | 81,47%   |
| 4              | 4,76  | 1,6%                  | 28,8%    | 100%        | 56%         | 5,0%             | 50,52%            | 60,52%   |
| 10             | 2,00  | 0,2%                  | 1,5%     | 82,0%       | 41%         | 5,0%             | 35,56%            | 45,56%   |
| 40             | 0,42  | 0,1%                  | 0,8%     | 45,0%       | 22%         | 5,0%             | 17,26%            | 27,26%   |
| 200            | 0,075 | 0,1%                  | 0,7%     | 12,0%       | 6%          | 2,0%             | 4,05%             | 8,05%    |
| Composição (%) |       | 30,0%                 | 21,0%    | 49,0%       |             |                  |                   |          |

| Peneiras |       | Faixa Especificação |      |
|----------|-------|---------------------|------|
|          |       | Inf.                | Sup. |
| 1"       | 25,4  | 100%                | 100% |
| 3/8"     | 9,52  | 50%                 | 85%  |
| 4        | 4,76  | 35%                 | 65%  |
| 10       | 2,00  | 25%                 | 50%  |
| 40       | 0,42  | 15%                 | 30%  |
| 200      | 0,075 | 5%                  | 15%  |

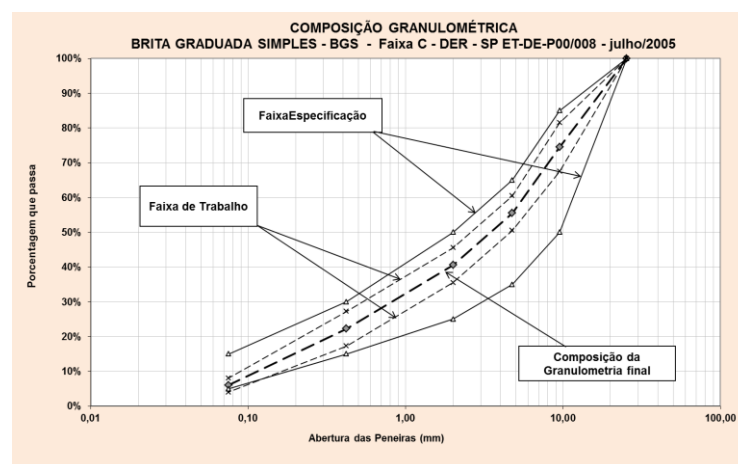
| Composição seca |       |
|-----------------|-------|
| Material        | %     |
| Brita 1         | 30,0% |
| Pedrisco        | 21,0% |
| Pó de Pedra     | 49,0% |



Em seguida, é apresentado um exercício para a composição de uma BGS. Traçar as distribuições granulométricas dos materiais e adotar porcentagens, para: brita 1", pedrisco e pó de pedra, de forma que a composição resulte em uma distribuição granulométrica que se enquadre dentro da faixa de especificação. Reitero que a faixa de trabalho também deve estar enquadrada dentro da faixa de especificação.

Em posse da composição granulométrica final (Figura 33), obtém-se a faixa de trabalho com base nos limites de tolerância para cada peneira. Registra-se que, é importante que a faixa de trabalho se enquadre dentro dos limites da faixa de especificação, entretanto, nem sempre é possível.

Figura 33 - Faixa C DER-SP, composição granulométrica e faixa de trabalho

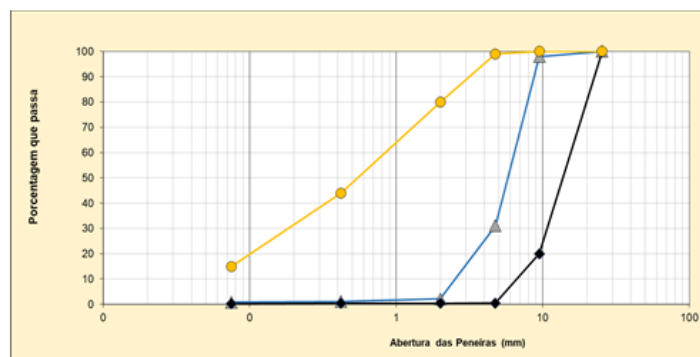


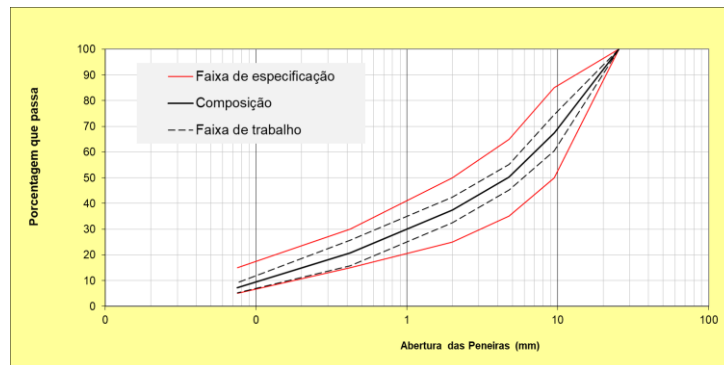
Na Figura 34 é apresentado exemplo de formulação de um material enquadrada na faixa de BGS conforme faixa C da norma DER-SP.

Figura 34 - Exemplo de formulação de BGS - faixa C DER-SP

| Peneiras   |       | Brita 1" Pedrisco Pó de pedra |       |        | Composição da<br>mistura | Faixa granulométrica<br>limites |          | Curva<br>ativa | Diferença | Diferença<br>Normalizada | Faixa trabalho |          |          |
|------------|-------|-------------------------------|-------|--------|--------------------------|---------------------------------|----------|----------------|-----------|--------------------------|----------------|----------|----------|
| N          | mm    | Porcentagem que passa         |       |        |                          | inferior                        | superior |                |           |                          | +t (%)         | inferior | superior |
| 1"         | 25,4  | 100                           | 100   | 100    | 100,0                    | 100                             | 100      | 100,0          | 0,0       | 0,0                      | 7              | 100,0    | 100,0    |
| 3/8"       | 9,50  | 20,00                         | 98,00 | 100,00 | 67,5                     | 50                              | 85       | 67,5           | 0,0       | 0,0                      | 7              | 60,5     | 74,5     |
| #4         | 4,75  | 0,49                          | 31,00 | 99,00  | 30,2                     | 15                              | 65       | 30,0           | 0,2       | 0,2                      | 5              | 40,2     | 65,2     |
| #10        | 2,0   | 0,36                          | 2,10  | 80,00  | 37,5                     | 25                              | 50       | 37,5           | 0,0       | 0,0                      | 5              | 32,5     | 42,5     |
| #40        | 0,42  | 0,34                          | 1,10  | 44,00  | 20,7                     | 15                              | 30       | 22,5           | -1,8      | 1,8                      | 5              | 15,7     | 25,7     |
| #200       | 0,075 | 0,20                          | 0,80  | 15,00  | 7,1                      | 5                               | 15       | 10,0           | -2,9      | 2,9                      | 2              | 5,1      | 9,1      |
| Composição |       | 0,48                          | 0,13  | 0,48   | 1,00                     |                                 |          |                |           |                          |                |          |          |

Composição: 0,40 0,13 0,46 1,00





Na Figura 35 é apresentado um exercício de composição de uma mistura asfáltica, enquadrada na Faixa III do DER-SP. Observe-se que o procedimento de composição de materiais granulares para emprego em camadas de pavimentos independe se, para: mistura asfáltica, camada granular tipo- BGS, BGTC, CCR, base estabilizada granulometricamente, etc.

Figura 35 - Composição de mistura asfáltica Fx III DER-SP

| COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA MISTURA ASFÁLTICA - FX. III DER-SP |       |                       |          |             |          |                       |                          |          |            |           |                       | Exercício   |          |          |
|--------------------------------------------------------------|-------|-----------------------|----------|-------------|----------|-----------------------|--------------------------|----------|------------|-----------|-----------------------|-------------|----------|----------|
| Peneiras                                                     |       | Brita 1               | Pedrisco | Pó de pedra | Cal CH-I | Composição da mistura | Faixa III DER-SP Limites |          | Curva alvo | Diferença | Diferença Normalizada | Fx trabalho |          |          |
| N.                                                           | mm    | Porcentagem que passa |          |             |          |                       | Inferior                 | Superior |            |           |                       | +/- (%)     | Inferior | Superior |
| 3/4"                                                         | 19,1  | 100,0                 | 100,0    | 100,0       | 100,0    |                       | 100                      | 100      |            |           |                       | 7           |          |          |
| 1/2"                                                         | 12,5  | 55,0                  | 100,0    | 100,0       | 100,0    |                       | 90                       | 100      |            |           |                       | 7           |          |          |
| 3/8"                                                         | 9,50  | 17,0                  | 99,0     | 100,0       | 100,0    |                       | 70                       | 90       |            |           |                       | 7           |          |          |
| #4                                                           | 4,75  | 4,0                   | 30,0     | 97,0        | 100,0    |                       | 44                       | 72       |            |           |                       | 5           |          |          |
| #10                                                          | 2,0   | 1,2                   | 3,5      | 65,0        | 100,0    |                       | 22                       | 50       |            |           |                       | 5           |          |          |
| #40                                                          | 0,42  | 0,3                   | 1,2      | 35,0        | 94,0     |                       | 8                        | 26       |            |           |                       | 5           |          |          |
| #80                                                          | 0,18  | 0,3                   | 0,8      | 18,0        | 92,0     |                       | 4                        | 16       |            |           |                       | 3           |          |          |
| #200                                                         | 0,075 | 0,2                   | 0,7      | 10,5        | 89,0     |                       | 2                        | 10       |            |           |                       | 2           |          |          |
| Composição                                                   |       |                       |          |             |          |                       |                          |          |            |           |                       |             |          |          |

Distribuição granulométrica materiais

% que passa

100

90

80

70

60

50

40

30

20

10

0

0,0

0,1

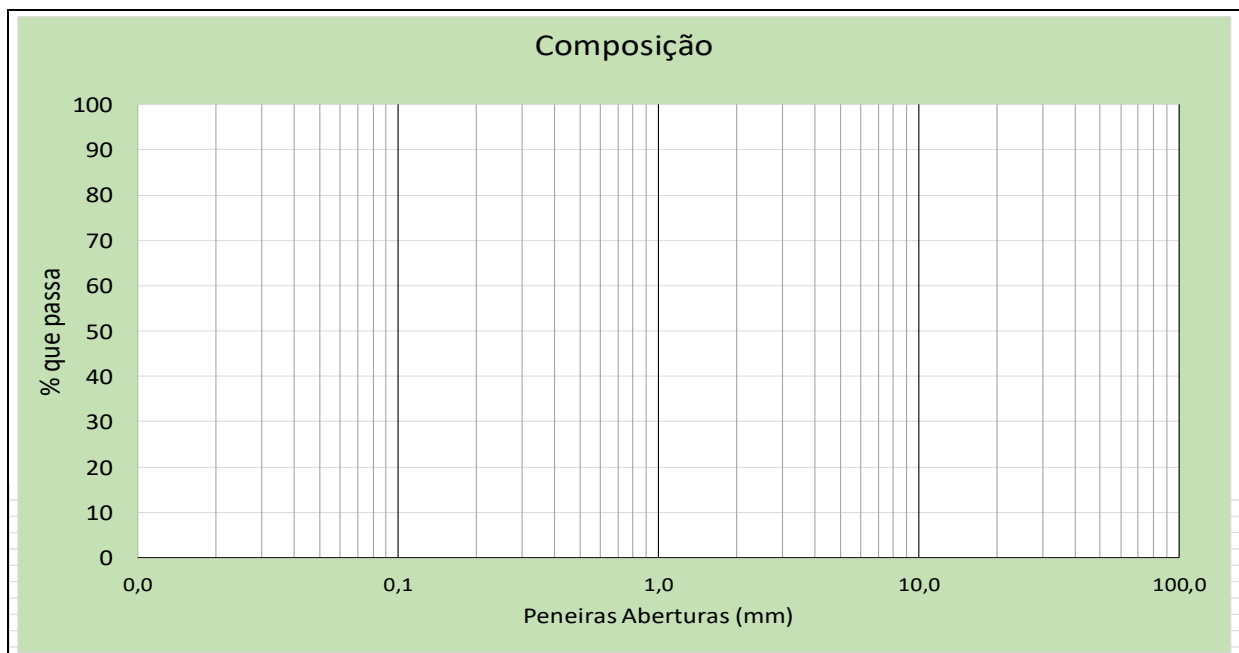
1,0

10,0

100,0

Peneiras

Aberturas (mm)



**AGREGADO ANÁLISE GRANULOMÉTRICA - PROCEDIMENTO DE ENSAIO -  
DNER-ME 083/98\***

Tabela – Massa da amostra de agregado para ensaio de granulometria

| <b>Massa da amostra para ensaio <math>\phi</math> máx (DNER-ME 083/98)</b> |                                   |                         |
|----------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| <b>Agregado</b>                                                            | <b><math>\phi</math> máx (mm)</b> | <b>Massa mínima (g)</b> |
| Miúdo                                                                      | 4,8                               | 1.000                   |
|                                                                            | 9,5                               | 5.000                   |
| Graúdo                                                                     | 19,0                              | 7.000                   |
|                                                                            | 25,0                              | 10.000                  |

A determinação da análise granulométrica deverá ser feita via úmida (por lavagem – método adaptado)

**1º Passo** Secar a amostra em estufa (105 a 110) °C até constância de peso e medir a massa inicial  $M_i$  = \_\_\_\_\_ g;

**2º Passo** Lavar a massa de amostra  $M_i$  sob a peneira n. 200 (0,075 mm de abertura), utilizar a peneira n 40 (0,42 mm de abertura) para proteger a peneira n. 200;

**3º Passo** Secar a amostra lavada em estufa (105 a 110) °C até constância de peso e medir a massa seca lavada,  $M_L$  = \_\_\_\_\_ g;

**4º Passo** Retirar da estufa, deixar esfriar ao ar e colocar a massa  $M_L$  sobre a peneira superior do conjunto de peneiras e, agitar o conjunto (caso de peneiramento manual) ou acionar o equipamento (caso peneiramento mecânico), evitando-se a formação de camada espessa;

5º Passo Proceder com a agitação das peneiras até que não mais que 1% da massa total da amostra passe em qualquer uma das peneiras;

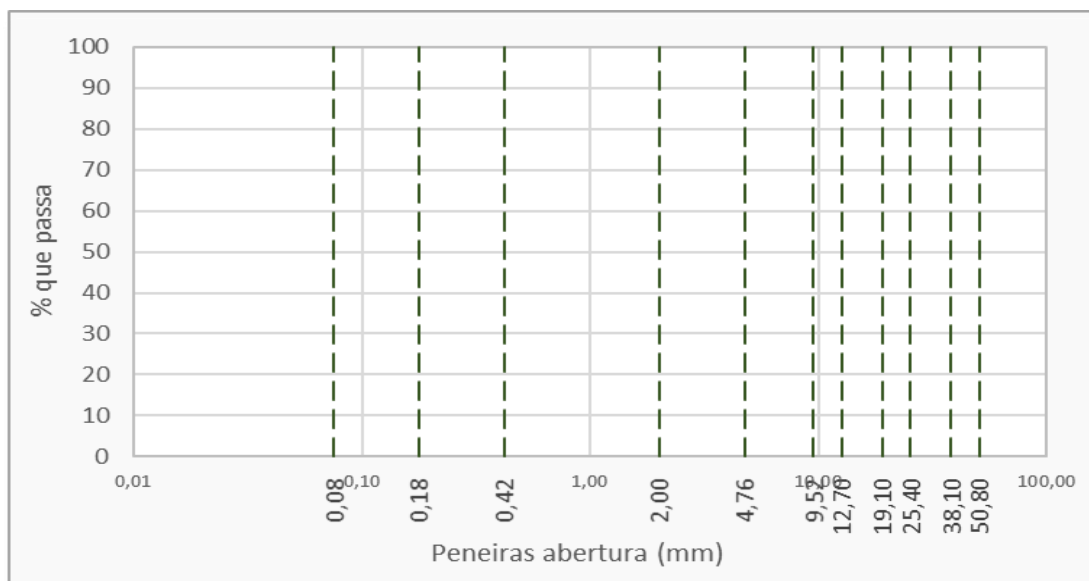
6º Passo Medir a massa retida acumulada (Mr) de cada peneira, inclusive o fundo;

| Peneiras |       | Peneiramento                    |                          | % que passa |
|----------|-------|---------------------------------|--------------------------|-------------|
|          |       | Massa retida acumulada - Mr (g) | Massa que passa - Mp (g) |             |
| n.       | (mm)  |                                 |                          |             |
| 2"       | 50,8  |                                 |                          |             |
| 1 1/2"   | 38,1  |                                 |                          |             |
| 1"       | 25,4  |                                 |                          |             |
| 3/4"     | 19,1  |                                 |                          |             |
| 1/2"     | 12,7  |                                 |                          |             |
| 3/8"     | 9,52  |                                 |                          |             |
| 4        | 4,76  |                                 |                          |             |
| 10       | 2,000 |                                 |                          |             |

| Peneiras |       | Peneiramento                    |                          | % que passa (%p) |
|----------|-------|---------------------------------|--------------------------|------------------|
|          |       | Massa retida acumulada - Mr (g) | Massa que passa - Mp (g) |                  |
| n.       | (mm)  |                                 |                          |                  |
| 40       | 0,42  |                                 |                          |                  |
| 80       | 0,177 |                                 |                          |                  |
| 200      | 0,075 |                                 |                          |                  |
| Fundo    |       |                                 |                          |                  |

$$Mp = Mi - Mr$$

$$\%p = \frac{Mi - Mp}{Mi} * 100$$



Nota 1 - A  $\Sigma$  massa de todas as peneiras não deve diferir de mais de 0,3% da massa  $M_L$ .

2 - N norma DNER ME 083/98 especifica o procedimento de peneiramento de agregados para concreto.

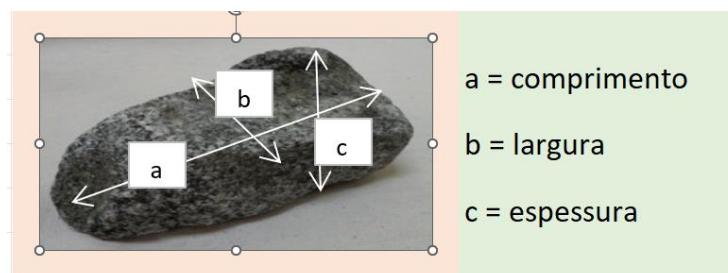
### 2.1.2 - Índice de forma

Um fator preponderante para um bom desempenho de uma BGS é a forma do grão do agregado. A forma mais indicada para a partícula de agregado é a forma cúbica, logo, partículas alongadas, lamelares, ou mesmo alongadas-lamelares apresentam formas incompatíveis para um bom travamento do esqueleto mineral. Visto que, a principal característica da BGS é elevada resistência desse material frente a solicitação da ação tráfego, pois, quanto maior o ângulo de atrito maior a estabilidade à deformação e partículas não cúbicas além de apresentarem um menor ângulo de atrito acabam por romper-se com a ação da compactação da camada.

As normas para determinação da forma das partículas fazem, normalmente, relação das três dimensões mais evidentes (Figura 36), deve-se supor o agregado envolvido por um paralelogramo, sendo a maior dimensão o comprimento denominado pela letra a, b a dimensão intermediária também identificada como largura e a letra c que indica a espessura, essa a de menor dimensão.

A especificação do DER-SP recomenda que o índice de forma do agregado graúdo para BGS seja superior a 0,5 e recomenda porcentagem de partículas lamelares inferior a 10%, conforme procedimento descrito na norma ABNT NBR 5564:2021 - Via férrea - Lastro ferroviário - requisitos e métodos de ensaio. Observe-se que essa norma descreve a determinação da forma para lastro ferroviário, visto que, essa norma já foi substituída pela norma ABNT NBR 5564:2021<sup>3</sup> - Lastro - Padrão - Determinação da forma do material.

Figura 36 - Dimensões consideradas para a determinação da forma de agregados



O anexo A da norma NBR 5564 - 2021 descreve o procedimento de ensaio. Basicamente o procedimento consiste em:

Separar 100 partículas representativas; para cada fração a ser avaliada conforme distribuição granulométrica do material.

Medir as três dimensões de cada partícula;

Obter as relações e classificar quanto a forma conforme

Tabela 2

<sup>3</sup> Registra-se que embora essa norma seja para lastro ferroviário, o procedimento de ensaio é válido para a BGS.

Tabela 2- Relações entre as três dimensões - ABNT NBR 5564:2011

| Relações b/a e c/b |   |     |   |     |   | Classificação |                  |
|--------------------|---|-----|---|-----|---|---------------|------------------|
| b/a                | ≥ | 0,5 | e | c/b | ≥ | 0,5           | Cúbica           |
| b/a                | < | 0,5 | e | c/b | ≥ | 0,5           | Alongada         |
| b/a                | ≥ | 0,5 | e | c/b | < | 0,5           | Lamelar          |
| b/a                | < | 0,5 | e | c/b | < | 0,5           | Alongada-lamelar |

Calcular a média aritmética das relações b/a e c/b do corpo de prova, classificar a forma média, contar os indivíduos com cúbicos e não cúbicos (alongado, lamelar e alongado-lamelar) e calcular as percentagens.

O DNIT através da norma DNIT 425/2020 - ME Pavimentação - Agregado - Determinação do índice de forma com paquímetro - Método de ensaio, apresenta o procedimento para determinação do índice de forma das partículas de agregados.

Toma como referência 200 partículas e determina apenas duas dimensões: comprimento (c) e espessura (e), com a relação c/e encontra-se o índice de forma da amostra.

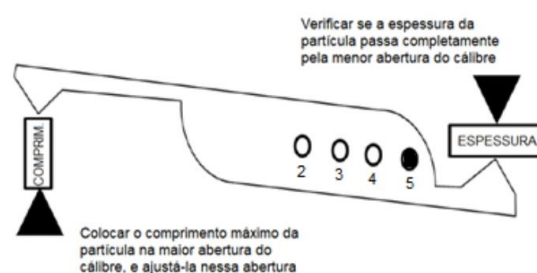
O DER/PR ES-P 05/05 - Pavimentação - brita graduada, especifica que a porcentagem de grãos de forma defeituosa não deve ser superior a 20% e pode ser determinada pelo ensaio de lamelaridade descrito no Manual de Execução - PR.

Por fim, a norma ASTM D 4791-95 - *Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate*, apresenta dois métodos de determinação, a determinação das relações entre as dimensões dos agregados é feita com auxílio de calibre (Figura 37).

Figura 37 - Calibre para determinação das relações entre as dimensões da amostra de agregado



Figura 38 - Exemplificação da determinação do comprimento e da espessura para uma relação de 5:1



A operacionalização do equipamento é exemplificada na Figura 38, após do ajuste a relação desejada, no caso 5:1, na extremidade maior do calibre posiciona-se o do agregado em seu comprimento e em seguida o braço deve ser fixado, remova o agregado e na outra extremidade do aparelho tente passa a menor dimensão do agregado pelo vão. Duas possibilidades:

- (i) Não passa pelo vão, logo a relação é menor que 5:1 e dependendo da especificação trata-se de uma partícula considerada cúbica
- (ii) Passa pelo vão, nesse caso a relação é maior que 5:1, implica em uma partícula não cúbica

Trata-se de um equipamento que, embora tenha sido recentemente introduzido na determinação do índice de forma, teve uma aceitação muito boa devido sua simplicidade e nas relações de braços: 1:2, 1:3, 1:4 e 1:5, observe que não se determina o valor absoluto das dimensões do agregado e sim a relação entre elas. Assim, tem-se especificado valores limites de forma de agregado relativos a relação c/e. Por exemplo: O método Superpave<sup>4</sup> determina que se avalie a forma da partícula, para emprego em misturas asfálticas, somente quanto à sua lamelaridade, com razão máxima dimensional de 1:5, estabelecendo um limite máximo de 10% de partículas.

Uma grande diferenciação entre o método da ASTM D 4791-95 e os métodos NBR 5564 e 7809 é a determinação da amostragem dos grãos a serem submetidos ao ensaio. Esses dois últimos procedimentos especificam um número fixo de 100 e 200 grãos respectivamente, para serem medidos, já a norma da ASTM indica que todos os grãos devem ser considerados nas medições. A escolha de 100 ou 200 grãos como especificado nas normas da NBR, acaba por propiciar ao operador a escolha dos grãos a serem ensaiados, podendo tornar o ensaio tendencioso.

Como exercício, determinar, utilizando a norma ABNT NBR 5564:2011, as porcentagens de partículas de formas: cúbicas, alongadas, lamelar e alongada-lamelar, das dez partículas do quadro abaixo.

| Número de grãos | Dimensões da amostra (mm) |      |      | Relações |     | Classificação |
|-----------------|---------------------------|------|------|----------|-----|---------------|
|                 | a                         | b    | c    | b/a      | c/b |               |
| 1               | 28,3                      | 14,8 | 9,5  |          |     |               |
| 2               | 22,4                      | 14,8 | 10,2 |          |     |               |
| 3               | 19,7                      | 13,2 | 7,5  |          |     |               |
| 4               | 21,5                      | 11,9 | 5,2  |          |     |               |
| 5               | 20,8                      | 12,5 | 3,5  |          |     |               |
| 6               | 16,8                      | 12,9 | 6,7  |          |     |               |
| 7               | 15,2                      | 10,8 | 7,4  |          |     |               |
| 8               | 17,8                      | 10,6 | 4,2  |          |     |               |
| 9               | 18,0                      | 9,0  | 4,2  |          |     |               |
| 10              | 19,5                      | 11,8 | 7,1  |          |     |               |
| 11              | 24,5                      | 11,7 | 8,1  |          |     |               |
| 12              | 25,0                      | 12,3 | 9,5  |          |     |               |
| 13              | 21,8                      | 12,9 | 5,6  |          |     |               |
| 14              | 22,7                      | 10,0 | 4,0  |          |     |               |
| 15              | 23,5                      | 11,7 | 5,1  |          |     |               |

|                             |  |
|-----------------------------|--|
| % de forma cúbica           |  |
| % de forma Alongada         |  |
| % de forma Lamelar          |  |
| % de forma alongada-lamelar |  |

<sup>4</sup> Método USA de dosagem de mistura asfáltica

### 2.1.3 - Resistência à abrasão

Os agregados sofrem um processo de abrasividade em várias etapas: (i) após a produção, quando dispostos nas pilhas no pátio da pedreira pelo próprio deslizamento de um grão sobre os outros, (ii) quando do carregamento desses, tanto em caminhões para transporte como na alimentação dos silos para a produção de misturas, (iii) no próprio processo de densificação do material como camada de pavimento.

Em uma escala ainda maior quando ocorre a mistura entre agregados de diversos tamanhos, como: na BGS, em misturas asfálticas ou ainda em outro tipo de material que consiste na composição de várias frações. Nesses casos, agregados vulneráveis à quebra ou que apresente baixa resistência à abrasividade, podem ocasionar danos ao material final irreparáveis, colocando em risco o sucesso da obra.

Assim, deve-se medir a resistência do grão do agregado. Dentre os diversos tipos de ensaios destinados para esse fim, destaca-se o ensaio de abrasão Los Angeles. Preconizado pelas normas: *NBR NM51 DE 06/2021 Agregado graúdo - Ensaio de abrasão "Los Angeles"* e *NORMA DNIT 451/2024 - ME Agregados - Determinação do desgaste por abrasão e impacto no equipamento "Los Angeles" - Método de ensaio*, o ensaio consiste em colocar uma massa de 5.000 g ou 10.000 g (conforme graduação da amostra) no interior de um cilindro de aço, juntamente com um número (função da massa da amostra) de esferas de aço. O cilindro é submetido a 500 ou 1000 evoluções (conforme graduação da amostra) de forma que as esferas se choquem com a massa de agregado. O material é passado (por lavagem) pela peneira n. 12 (abertura 1,7 mm) e o resultado de resistência do agregado é expresso pela equação 1.

$$LA = \frac{m_i - m_f}{m_i} * 100 \quad (1)$$

Onde: LA = índice de abrasão Los Angeles;  
mi = massa inicial da amostra;  
mf = massa final da amostra retida na peneira.

O DNIT, DER-SP e DER-PR especificam um limite de no máximo 50% de perda de resistência ao ensaio de Abrasão Los Angeles de agregados para serem empregados em BGS, já a PMSP mais restritiva, especifica limite máximo de 40%.

### EXEMPLO DE ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À ABRASÃO LOS ANGELES

### 5.1 Graduação da amostra

A amostra selecionada para ensaio, dentre as graduações A, B, C, D, E, F e G, deve ter a massa indicada na Tabela 1. A representatividade deste ensaio será intimamente ligada à granulometria do material ensaiado, portanto a graduação escolhida deverá ser aquela de granulometria mais próxima possível da que deverá ser usada na obra. O ensaio poderá, entretanto, ser executado em outra graduação, a critério dos interessados.

**Tabela 1 - Graduação para ensaio**

| Peneiras                 |           | Amostra - massa parcial em gramas |           |           |           |             |            |            |
|--------------------------|-----------|-----------------------------------|-----------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|
| Passando em              | Retido em | Grad. A                           | Grad. B   | Grad. C   | Grad. D   | Grad. E     | Grad. F    | Grad. G    |
| 76                       | 63        | —                                 | —         | —         | —         | 2500 ± 50   | —          | —          |
| 63                       | 50        | —                                 | —         | —         | —         | 2500 ± 50   | —          | —          |
| 50                       | 38        | —                                 | —         | —         | —         | 5000 ± 50   | 5000 ± 50  | —          |
| 38                       | 25        | 1250 ± 25                         | —         | —         | —         | —           | 5000 ± 25  | 5000 ± 25  |
| 25                       | 19        | 1250 ± 25                         | —         | —         | —         | —           | —          | 5000 ± 25  |
| 19                       | 12,5      | 1250 ± 10                         | 2500 ± 10 | —         | —         | —           | —          | —          |
| 12,5                     | 9,5       | 1250 ± 10                         | 2500 ± 10 | —         | —         | —           | —          | —          |
| 9,5                      | 6,3       | —                                 | —         | 2500 ± 10 | —         | —           | —          | —          |
| 6,3                      | 4,8       | —                                 | —         | 2500 ± 10 | —         | —           | —          | —          |
| 4,8                      | 2,4       | —                                 | —         | —         | 5000 ± 10 | —           | —          | —          |
| Massas totais em gramas  |           | 5000 ± 10                         | 5000 ± 10 | 5000 ± 10 | 5000 ± 10 | 10000 ± 100 | 10000 ± 75 | 10000 ± 50 |
| Nº de rotações do tambor |           | 500                               | 500       | 500       | 500       | 1000        | 1000       | 1000       |

**Tabela 2 - Carga abrasiva**

| Graduação | Número de esferas | Massa de carga (g) |
|-----------|-------------------|--------------------|
| A         | 12                | 5.000 ± 25         |
| B         | 11                | 4.584 ± 25         |
| C         | 8                 | 3.330 ± 20         |
| D         | 6                 | 2.500 ± 15         |
| E         | 12                | 5.000 ± 25         |
| F         | 12                | 5.000 ± 25         |
| G         | 12                | 5.000 ± 25         |

### Exercício

| Amostra | Massa |      | LOS ANGELES |
|---------|-------|------|-------------|
|         | Mi    | Mf   | %           |
| 1       | 5000  | 4258 |             |
| 2       | 5000  | 3850 |             |
| 3       | 5000  | 3987 |             |
| 4       | 5000  | 3150 |             |
| 5       | 5000  | 3012 |             |

### 2.1.4 - Equivalente de areia

O ensaio de equivalente de areia é um procedimento que verifica a quantidade de material fração areia que contém em uma amostra de areia.

Areia é uma fração granulométrica e não uma característica mineralógica do material. Basicamente é oferecido no mercado areia de três origens distintas:

- areia lavada - oriunda da extração em rios, lagos e lagoas passando normalmente por um processo de beneficiamento granulométrico e de limpeza com ácido
- areia de cava - extraída diretamente de areais; e,
- areia de brita - resultado do processo de britagem

Note-se que o tipo de areia mais comum ainda é a areia lavada e a que possui uso ainda limitado é a areia de brita.

Devido processo de beneficiamento da areia é comum a existência de material fino plástico (argila e/ou silte) em sua composição e, esses materiais podem ser nocivos ao desempenho da BGS, pelo fato de serem expansivos. Daí a necessidade de se limitar a presença desses materiais.

O DNIT e o DER-SP especificam limite superior a 55% de equivalente de areia para a fração areia a ser utilizada na composição da BGS, já a PMSP e o DER-PR especifica o limite de 40% de EA.

Dois métodos preconizam o ensaio de equivalente de areia: ABNT NBR 12052 - Solo ou agregado miúdo - Determinação do equivalente de areia e DNER ME 054/97 - Equivalente de areia.

## EQUIVALENTE DE AREIA

PROCEDIMENTO DE ENSAIO - NORMA DNIT 450/2024 - ME - Equivalente de areia - Método de ensaio

- 1º Passo Separar cerca de 250 g de material passado na peneira n. 4 (abertura 4,76 mm);
- 2º Passo Umedecer a amostra com água, em quantidade suficiente, de forma que após homogeneizada quando pressionada com a mão não libere água;
- 3º Passo Sifonar a solução de trabalho para a proveta, até atingir o traço de referência a 10 cm da base;
- 4º Passo Medir uma quantidade de massa úmida da amostra de cerca de 110 g ou uma cápsula padrão do ensaio cheia (não compactar a amostra);
- 5º Passo Com auxílio de um funil adicionar a amostra na proveta com a solução de trabalho;
- 6º Passo Bater no fundo da proveta energicamente de forma a liberar eventual ar ocluso;
- 7º Passo Deixar a proveta + solução de trabalho + amostra em repouso por 10 min.;
- 8º Passo Tapar a proveta com uma rolha de borracha e agitá-la vigorosamente, num movimento de vai-e-vem (cerca de 20 cm), horizontalmente, num total de 90 ciclos em aproximadamente 30 s;
- 9º Passo Retirar a rolha e introduzir o tubo lavador até o fundo da proveta, abrir a vazão da solução de trabalho e agitar com a ponta do tubo lavador a areia de forma a liberar eventual porção de argila contida, tomando-se o cuidado de agitar levemente a proveta;
- 10º Passo Quando o nível de solução de trabalho atingir a segunda marca da proveta (38 cm) suspender lentamente o tubo lavador de forma que o nível se mantenha constante;
- 11º Passo Atingido a segunda marca (38 cm) interromper a vazão e deixar em repouso a proveta + solução de trabalho + amostra por um período de 20 min. sem nenhuma perturbação;
- 12º Passo Após o período acima efetuar a leitura superior da suspensão argilosa com uma régua (a leitura com precisão de 2 mm): L1 argila \_\_\_\_\_ mm e L2 argila \_\_\_\_\_ mm;
- 13º Passo Introduzir o pistão cuidadosamente na proveta até assentar a base sobre a areia, girando a haste ligeiramente (sem forçá-la para baixo) de forma que os pinos laterais da base apareçam;
- 14º Passo Ajustar o disco móvel na boca da proveta fixando-o a haste por um parafuso;
- 15º Passo Determinar a altura entre a base da proveta e o pino lateral da base do pistão:  
L1 areia \_\_\_\_\_ mm e L2 areia \_\_\_\_\_ mm.

Nota - O resultado de ensaio é a média aritmética de três determinações expresso em % e após a adição da solução de trabalho qualquer perturbação na proveta o ensaio deve ser descartado.

### Resultados de ensaio:

| EA | Fórmula                                   | Determinações               | Média |
|----|-------------------------------------------|-----------------------------|-------|
|    | $EA = \frac{L_{areia}}{L_{argila}} * 100$ | EA <sub>1</sub> = -----*100 |       |
|    |                                           | EA <sub>2</sub> = -----*100 |       |
|    |                                           | EA <sub>3</sub> = -----*100 |       |

### 2.1.5 - Sanidade

O ensaio de qualidade ou sanidade aos sulfatos (sais) de sódio ou magnésio preconizado no método do DNER - ME 089/94 - *Agregados - avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio* é oriundo da normalização americana ASTM- C- 88 e foi idealizado para simular efeito de gelo/degelo, para algumas regiões dos EUA onde o gradiente de temperatura é grande. Caso o agregado seja poroso a água penetra em suas fendas e quando é resfriado (neve) a água se transforma em gelo e a força de expansão é muito grande, gerando tensões de tração elevadas podendo ocasionar a ruptura do agregado. A simulação desse processo pode ser observada com a reação do agregado com esses sais: sódio ou magnésio.

Tem-se utilizado também para a mesma finalidade o emprego de etileno glicol ou dietilenoglicol, entretanto, esses produtos atuam somente nos argilos minerais expansivos constituintes nos agregados.

O ensaio preconizado pelo DNER consiste basicamente em:

- a) Preparar a solução
- b) Mediar a massa da amostra conforme distribuição granulométrica
- c) 1º ciclos: Imergir a amostra em solução por um período de 16 h a 18 h em seguida remover a amostra da solução e secar em estufa até constância de peso;
- d) Repetir a ciclagem o número de vezes desejado;
- e) Avaliação
  - i. quantitativa - após o número de ciclagem desejado, lavar a amostra com solução de cloreto de bário 10%, secar até constância de peso e proceder com peneiramento;
  - ii. qualitativa - observação do efeito da ação dos sais sobre o agregado e a contagem dos grãos afetados, através de fendilhamento, desintegração, esmagamento, quebra ou laminagem

O DNIT e o DER - SP especificam a perda no ensaio de durabilidade em cinco ciclos, com solução de sulfato de sódio, deve ser inferior a 20%, e com sulfato de magnésio inferior a 30%.

Já o DER-P2.1 - Brita graduada simples - BGS R tem especificado a resistência a sulfato de sódio para número de 5 ciclos, para agregados graúdos deve ser inferior a 12% e para agregados miúdos de 15%.

A PMSP tem especificado a resistência a sulfato de sódio para número de 5 ciclos para:

- agregados graúdos: fração retida na # 4,8mm: superior a 15%.
- agregados miúdos: fração que passa na # 4,8mm: superior a 18%

## Questionário preparatório para a P1

- 1 - Qual a definição de BGS?
- 2 - Quais os valores de módulo de resiliência normalmente encontrados para esse material?
- 3 - Os valores de módulo de resiliência estão associados a que fatores?
- 4 - Qual a aplicação do resultado do ensaio de Los Angeles para a BGS?
- 5 - Caso uma determinada rocha apresente um valor de Los Angeles incompatível, conforme preconiza a norma, qual procedimento adotar?
- 6 - O que o ensaio de sanidade indica?
- 7 - Caso uma camada de BGS tenha sido compactada com a composição granulométrica fora da especificação, fugindo para o ramo mais grosso, que tipo de dano estrutural pode-se esperar a essa camada?
- 8 - Da mesma forma descrito na questão 7, caso a composição fuja para o ramo fino, qual tipo de dano estrutural?
- 9 - O ensaio de equivalente de areia apresentou um valor inferior ao desejado, mesmo assim, o empreiteiro utilizou o material. Que tipo de dano pode-se associar a essa não conformidade?
- 10 - O não cuidado na britagem de agregados para composição do material BGS, propiciou cerca de 30% de partículas lamelares. Esse material foi enviado para a pista e compactado em uma camada de 15 cm. O controle tecnológico, com o ensaio de densidade aprovou a camada. Estruturalmente, após a compactação do material, o que poderá ocorrer com a compactação?

## 2.2 - Brita graduada tratada com cimento

A brita graduada tratada com cimento (BGTC) é um material comumente utilizado em camada de sub-base de pavimento, neste o pavimento é classificado como pavimento semirrígido invertido conforme Figura 2. Também é aplicada com base, nesse caso o pavimento é denominado de semirrígido

Por definição a BGTC é uma mistura de material pétreo (BGTC) com adição de cimento na ordem de 3% a 4% em peso da mistura total, composto em usina tipo *pugmill*, e quando compactado adequadamente resulta em uma camada de pavimento com propriedades de elevada rigidez.

Balbo (2007) comenta que cuidados especiais devem ser tomados quanto a possibilidades de segregação no lançamento da BGTC em pista. Menciona também que, a camada deverá ser compactada em uma única espessura, diferentemente da BGS que pode ser compactada em camadas sobrepostas. A compactação é feita por rolos lisos vibratórios e complementados por rolo pneumáticos pesados em especial para acabamento superficial. O aspecto final da camada é muito semelhante ao da BGS.

Os valores de módulo de resiliência, normalmente, encontrados para esse tipo de material situam-se entre 7000 MPa a 18000 MPa conforme prescreve método de dimensionamento de pavimentos flexíveis e semirrígidos do DER-SP, estando esses valores intimamente relacionados à origem mineralógica dos agregados, a forma das partículas, a distribuição granulométrica ao grau de compactação e por se tratar de um material permeável, ao grau de colmatção de seus vazios, dentre outros fatores menos influentes.

Balbo (2007) recomenda que para obtenção do teor de cimento de projeto, que além da determinação do teor de cimento (entre 3% e 5%) em função da maior resistência pela média estatística de 7 e 28 dias de cura, deve-se fazer a redosagem com diminuição em 2% do teor de umidade abaixo o de referência e novamente pela média estatística de 7 e 28 dias de cura, a determinação do novo teor de cimento e de umidade.

Os parâmetros de compactação para a BGTC são semelhantes ao obtidos para BGS: teor de umidade de moldagem na ordem de 3% a 5% e massa específica aparente seca, normalmente, superior a 2,0 g/m<sup>3</sup>.

Ainda Balbo (2007), evidencia que, embora, a BGTC apresente elevada rigidez, apresenta também heterogeneidade com presença elevada de vazios não preenchidos por cimento, fato associado à distribuição granulométrica do material. A pasta de cimento responsável pelas ligações no embricamento dos agregados acarreta baixa resistência e que face às tensões e deformações a que a camada será submetida, o comportamento à fadiga é sofrível.

As características dos agregados para serem empregados na composição da BGTC são:

- Durabilidade maior que 20% no sulfato de sódio e 30% no sulfato de magnésio;
- Los Angeles > 40%;
- EA > 35%;

- Índice de forma do agregado graúdo  $\leq 2$ ;

No projeto da BGTC a norma NB 1344 (1991) especifica as seguintes características quanto a curva de compactação e também às características de resistência a compressão simples:

- Compor o material atendendo as graduações A ou B da EB-2102, (Tabela 3)

Tabela 3 - Faixas granulométricas BGTC - ABNT NBR 1344:1991

| Peneiras |       | Graduação |          |
|----------|-------|-----------|----------|
| ABNT n.  | (mm)  | A         | B        |
| 2"       | 50,8  | 100       | -        |
| 1 1/2"   | 38,1  | 90 - 100  | -        |
| 1"       | 25,4  | -         | 100      |
| 3/4"     | 19,1  | 50 - 85   | 90 - 100 |
| 3/8"     | 9,5   | 34 - 60   | 80 - 100 |
| 4        | 4,8   | 25 - 45   | 35 - 55  |
| 40       | 0,42  | 8 - 22    | 8 - 25   |
| 200      | 0,075 | 2 - 9     | 2 - 9    |

- Dividir o material em cinco porções compatíveis em massa para molagem de 5 cps no molde de CBR;
- Adotar 4% de cimento em massa em relação a massa de agregado e adicionar água e moldar os 5 cps de forma a se obter uma curva de compactação. Adotar a energia intermediária;
- Determinar a umidade ótima e massa específica aparente máxima;
- Moldar 9 corpos de prova de 15 cm x 30 cm, em 5 camadas com 66 golpes/camada, soquete tipo grande, com no teor de cimento de projeto, sendo:
  - a) 3 cps na umidade determinada curva de compactação
  - b) 3 cps com 1% acima do teor de umidade determinada na curva de compactação; e,
  - c) 3 cps com 1% abaixo do teor de umidade determinada na curva de compactação
- A variação no teor de umidade é de  $\pm 0,5\%$  e grau de compactação -  $102\% > GC > 98\%$
- Desmoldar os cps após 24 h em seguida voltar os cps para câmara úmida para completar 7 dias de cura;
- Após o período de cura romper os cps conforme NBR 5739 de 05/2007 - Concreto - ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.
- Adotar a média aritmética de resistência e o valor deve estar entre 3,5 MPa e 8,0 MPa e o valor deve estar entre 3,5 MPa e 8,0 MPa e o valor deve estar entre 3,5 MPa e 8,0 MPa;

O DER-SP traz em sua especificação ET-DE-P00/009 de sub-base ou base de brita graduada tratada com cimento - BGTC, as seguintes exigências dos materiais, faixa granulométrica e do teor de cimento:

- os agregados utilizados obtidos a partir da britagem e classificação de rocha são devem constituir-se por fragmentos duros, limpos e duráveis, livres do excesso de partículas lamelares ou alongados, macios ou de fácil desintegração, assim como de outras substâncias ou contaminações prejudiciais;
- desgaste no ensaio de abrasão Los Angeles, conforme NBR NM 51(6), inferior a 50%;
- equivalente de areia do agregado miúdo, conforme NBR 12052(7), superior a 55%;
- índice de forma superior a 0,5 e porcentagem de partículas lamelares inferior a 10%, conforme NBR 6954(8); e,
- perda no ensaio de durabilidade conforme DNER ME 089(9), em cinco ciclos, com solução de sulfato de sódio, deve ser inferior a 20% e, com sulfato de magnésio, inferior a 30%.

Na dosagem da mistura da brita tratada com cimento deve conter a curva granulométrica de projeto da mistura dos agregados que deve enquadrar-se na faixa granulométrica da Tabela 4.

Tabela 4- Distribuição granulométrica e tolerâncias para composição de brita graduada tratada com cimento - DER-SP ET-DE-P00/009

| Peneiras |       | % em massa<br>passante | Tolerâncias |
|----------|-------|------------------------|-------------|
| ABNT n.  | (mm)  |                        |             |
| 1 1/2"   | 38,1  | 100                    | ± 7%        |
| 1"       | 25,4  | 90 - 100               | ± 7%        |
| 3/4"     | 19,1  | 75 - 95                | ± 7%        |
| 3/8"     | 9,5   | 45 - 64                | ± 7%        |
| 4        | 4,8   | 30 - 45                | ± 5%        |
| 10       | 2,0   | 18 - 33                | ± 5%        |
| 40       | 0,42  | 7 - 17                 | ± 5%        |
| 80       | 0,177 | 1 - 11                 | ± 3%        |
| 200      | 0,075 | 0 - 8                  | ± 2%        |

Espessura da camada de 12 a 18 cm

A faixa de trabalho, definida a partir da curva granulométrica de projeto, deve obedecer à tolerância indicada para cada peneira na Tabela 1, porém respeitando os limites da faixa granulométrica e, a porcentagem do material que passa na peneira n. 200 não deve ultrapassar 2/3 da porcentagem que passa na peneira n° 40.

A porcentagem em massa de cimento a ser incorporada aos agregados para constituição da mistura deve ser fixada de modo a atender a resistência à compressão simples e à tração no ensaio de compressão diametral, ambas aos 28 dias, fixadas no projeto da estrutura do pavimento.

Quando necessário, a incorporação de aditivos deve ser cuidadosamente estudada, e sua dosagem deve ser feita de maneira racional em laboratório.

Já o DER-PR ES-P 16/05 - *Pavimentação - brita graduada tratada com cimento*, recomenda as características semelhantes à especificação do DER-SP para o agregado, quanto às características de rocha sã, agregados limpos e duráveis e limpos de excesso de partículas lamelares e também quanto ao ensaio de abrasão Los Angeles apresenta o mesmo limite.

Recomenda também que a resistência do agregado ao ataque de sulfato de sódio seja de 12% para agregado graúdo e de 18% para miúdo.

Três faixas granulométricas de brita graduada tratada com cimento, conforme apresentado na Tabela 5. Condiciona também a porcentagem do material que passa na peneira no 200, que não deve ultrapassar 2/3 da porcentagem que passa na peneira no 40.

Tabela 5 - Distribuição granulométrica de brita graduada tratada com cimento - DER-PR ES-P 16/05

| Peneiras |       | % passante em peso |         |          |
|----------|-------|--------------------|---------|----------|
|          |       | Faixas             |         |          |
| ABNT n.  | (mm)  | I                  | II      | III      |
| 2"       | 50,8  | 100                | -       | -        |
| 1 1/2"   | 38,1  | 90 - 100           | 100     | -        |
| 1"       | 25,4  | -                  | -       | 100      |
| 3/4"     | 19,1  | 50 - 85            | 60 - 95 | 88 - 100 |
| 3/8"     | 9,5   | 35 - 65            | 40 - 75 | 55 - 75  |
| 4        | 4,8   | 25 - 45            | 25 - 60 | 41 - 56  |
| 10       | 2     | 18 - 35            | 15 - 45 | 30 - 44  |
| 40       | 0,42  | 8 - 22             | 8 - 25  | 15 - 25  |
| 200      | 0,075 | 3 - 9              | 2 - 10  | 2 - 7    |

Tem-se especificado também a resistência à compressão simples aos 7 dias entre 3,5 MPa e 8,0 MPa, diferentemente do DER-SP que não especifica os limites de resistência, somente que deve ser para 28 dias de cura.

## 2.3 - Macadame Seco

### 2.3.1 - Introdução

A abordagem desse material difere dos demais, pelo fato de somente após a conclusão da camada é que se pode assumir esse material como um material de pavimentação.

Sub-base ou base de macadame seco é constituída por agregados graúdos, naturais ou britados. Seus vazios são preenchidos a seco por agregados miúdos (material de enchimento), cuja estabilização é obtida pela ação da energia de compactação. Quando compactada adequadamente resulta em uma camada de pavimento com propriedades satisfatórias quanto à estabilidade e durabilidade.

Os finos utilizados no preenchimento dos vazios dos agregados graúdos devem, necessariamente, estarem secos. Caso contrário, com a umidade, os finos não escoam evitando o preenchimento, o que pode resultar em espaços não preenchidos e comprometer a integridade estrutural da camada.

Pode-se afirmar que o macadame é um processo construtivo de uma camada de pavimentação, diferentemente: solo, solo brita cimento, CA, BGTC, da BGS, etc., tratam-se de materiais que antes de serem aplicados como camada de pavimento, já assumem a designação de material de pavimentação, o que não ocorre com o macadame. Assim, devido a essa particularidade é apresentado nessas notas de aula o processo construtivo desse material.

O material macadame teve sua origem na Inglaterra no início do século XIX, por concepção de MacAdam e foi bastante emprego nas primeiras rodovias brasileiras, (BERNUCCI et al, 2007).

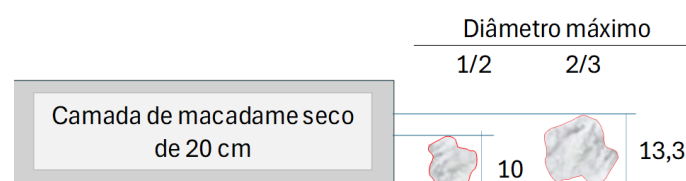
As normas que especificam os materiais e os processos de execução são: DER-SP ET-DE-P00/011(2005) -Sub-Base ou Base de macadame seco, ET-DE-P00/011 - Pavimentação Macadame seco. O DNIT não tem norma para macadame seco, entretanto, recomenda o a camada de macadame seco conforme a NORMA DNIT 149/2010 - ES Pavimentação asfáltica - Macadame betuminoso com ligante asfáltico convencional por penetração - Especificação de serviço.

A norma do DER-SP ET-DE-P00/011(2005) define:

*"A sub-base ou base de macadame seco é constituída por agregados graúdos, naturais ou britados. Seus vazios são preenchidos a seco por agregados miúdos, cuja estabilização é obtida pela ação da energia de compactação"*

O diâmetro máximo do agregado deve estar compreendido entre 1/2 e 2/3 da espessura final da camada. Na Figura 39 é apresentado os limites máximos e mínimos do agregado para espessura de 20 cm da camada de macadame seco.

Figura 39 - Limites de diâmetros para espessura de 20 cm de camada



Entretanto, devido ao processo de obtenção da pedra rachão, admite-se um percentual de até 10% de agregado com granulometria entre 4" e 6"

Aplicado em camada de base ou sub-base de pavimento, com espessuras médias entre 12 cm e 20 cm. O DER-SP na IP-DE-P00/001. - Especifica valores de módulo de resiliência para projeto de 250 MPa a 450 MPa. Esse tipo de material não possui parâmetros de ensaios que possibilite a orientação de aplicação como: densidade seca máxima umidade ótima de compactação.

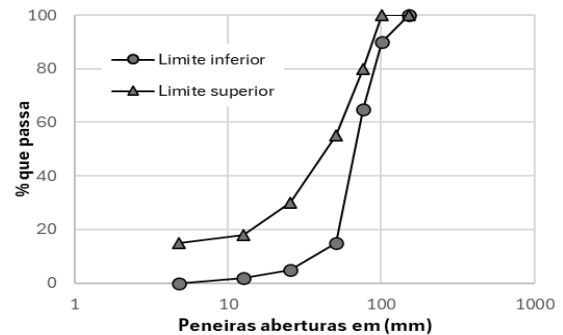
### 2.3.2 - Materiais

Especificação de Técnica ET-DE-P00/011 (2005) especifica a granulometria para o agregado graúdo (Figura 40) e na Figura 41 o gráfico da distribuição granulométrica.

Figura 40 - Limites da especificação do agregado graúdo - Macadame seco - DER-SP ET-DE-P00/011 (2005)

| # n. | (mm)  | % que passa (Agregado Graúdo) |              |
|------|-------|-------------------------------|--------------|
|      |       | Lim. Inferior                 | Lim Superior |
| 6"   | 152,4 | 100                           | 100          |
| 4"   | 101,6 | 90                            | 100          |
| 3"   | 76,2  | 65                            | 80           |
| 2"   | 50,8  | 15                            | 55           |
| 1"   | 25,4  | 5                             | 30           |
| 1/2" | 12,7  | 2                             | 18           |
| 4    | 4,8   | 0                             | 15           |

Figura 41 - Gráfico do agregado graúdo - Macadame seco DER-SP ET-DE-P00/011 (2005)



A mesma especificação de serviço aponta as características dos agregados devem atender para serem empregados no macadame seco:

- Durabilidade agregado graúdo com perdas menores que: 20% no sulfato de sódio e 30% no sulfato de magnésio;
- Abrasão Los Angeles menor que 50%;

Quanto a camada de bloqueio deve ser empregada sempre que o material da camada subjacente tiver mais de 35 % em peso passando na peneira nº 200, deve ser executada, antes do primeiro espalhamento do agregado graúdo, uma camada de bloqueio em toda a largura da plataforma, compreendendo pista e acostamento. O material deve atender aos seguintes requisitos:

- Índice de forma menor ou igual a 2 conforme NBR 7809(2013);
- Limite de liquidez  $\leq 25\%$  e IP  $\leq 6\%$  para a fração de material passante na peneira n. 40 (0,42 mm de abertura). Para o material de enchimento e IP  $\leq 6\%$  para a mesma fração do material de graduação fina;
- EA mínimo de 55%;

### 2.3.3 - Processo Construtivo

O processo construtivo do macadame hidráulico, conforme a Especificação Técnica - DER-SP ET-DE-P00/011 (2005), consiste basicamente:

#### a) Condições Gerais

Não é permitida a execução dos serviços em dias de chuva.

A camada de sub-base e base de macadame seco só podem ser executadas quando a camada subjacente estiver liberada, quanto aos requisitos de aceitação de materiais e execução.

A superfície deve estar perfeitamente limpa, desempenada e sem excessos de umidade antes da execução da sub-base ou base de macadame seco.

Durante todo o tempo de execução da camada, os materiais e os serviços devem ser protegidos contra a ação destrutiva das águas pluviais, do trânsito e de outros agentes que possam danificá-los. É obrigação da executante a responsabilidade desta conservação.

Não é admitida a complementação da espessura desejada pela adição excessiva de finos, os quais, acumulados sobre o agregado graúdo, possibilitam o aparecimento de trincas, escorregamentos e deformações no revestimento.

Quando se desejar camadas de bases ou sub-bases de espessura superior a 20 cm, os serviços devem ser executados em mais de uma camada de espessuras iguais.

No caso de construção em meia pista, é obrigatório o uso de formas ao longo do eixo da estrada; as formas devem ser metálicas ou de madeira, tendo estas últimas espessuras de no mínimo 5 cm.

#### b) Camada de Isolamento ou Bloqueio

A camada de isolamento aplica-se aos casos em que o macadame seco é executado diretamente sobre o material que apresente mais do que 35%, em peso, passando na peneira de abertura de 0,074 mm, nº 200. Sua execução tem por objetivo evitar que o agregado graúdo penetre no material subjacente e que, como consequência, os finos existentes sejam bombeados e venham a contaminar a camada à executar.

Esta camada deve ser executada na largura da pista e deve possuir espessura de 4,0 cm após a compactação, com tolerância de mais um centímetro. O espalhamento do material de bloqueio deve ser executado por motoniveladora.

A acomodação da camada deve ser feita pela compactação, com emprego de rolo estático liso, preferencialmente, em uma ou, no máximo, duas coberturas.

#### c) Camada de Agregado Graúdo

O agregado graúdo deve ser espalhado em uma camada uniformemente distribuída, obedecendo aos alinhamentos e perfis projetados. A espessura solta dos agregados deve ser constante e suficiente para que seja obtida a espessura especificada após compactação.

O espalhamento pode ser feito com motoniveladora ou trator de esteira com lâmina.

Após o espalhamento do agregado graúdo, deve-se executar a verificação do greide e da seção transversal com cordéis ou gabaritos; caso ocorra deficiência ou excesso de material,

deve-se efetuar a correção pela adição ou remoção do material. No caso de existir deficiência de material, utilizar sempre agregado graúdo, sendo vetado o uso de agregado miúdo.

Efetuada as correções necessárias, deve ser obtida a acomodação do material graúdo, previamente ao lançamento do material de enchimento, pela passagem do rolo liso sem vibrar.

#### d) Operações de Enchimento e Acabamento

O material de enchimento, o mais seco possível, e obedecendo a faixa granulométrica especificada, deve ser espalhado com motoniveladora sobre a camada de agregado graúdo, de modo a preencher os vazios deste já parcialmente compactado.

Após a distribuição do material de enchimento, a camada deve ser compactada com uso de rolo liso vibratório, para forçar a penetração do material nos vazios do agregado graúdo. (Figura 42)

Figura 42 - Compactação da camada de macadame seco



Nos trechos em tangente, a compactação deve partir sempre das bordas para o eixo, e, nas curvas, da borda interna para a externa. Em cada passada, o equipamento utilizado deve recobrir ao menos a metade da faixa anteriormente compactada.

Em lugares inacessíveis ao equipamento de compactação, ou onde seu emprego não seja recomendável, a compactação requerida deve ser feita com compactadores portáteis, manuais ou sapos mecânicos.

A aplicação do material de enchimento deve ser feita uma ou mais vezes, até se obter um bom preenchimento, evitando-se o excesso superficial.

Logo após a completa compactação da camada, deve ser feita nova verificação na superfície para verificar a ocorrência de excesso ou deficiência de material de enchimento. Constatado o excesso ou falta de finos, deve-se realizar as correções necessárias da seguinte forma:

- se houver deficiência de finos, deve-se processar o espalhamento da segunda camada de material de enchimento;
- se houver excesso de finos, deve-se processar a remoção do material excedente por meios manuais ou mecânicos, utilizando-se ferramentas auxiliares, tais como: pá, enxada, rastelo ou vassoura mecânica.

A compactação deve prosseguir até se obter um bom entrosamento dos agregados componentes da camada de macadame seco.

#### e) Abertura ao Tráfego

Concluída a compactação, a camada deve ser aberta ao tráfego da obra e usuários, de forma controlada e direcionada, mantendo-se a superfície umedecida. Esta etapa deve estender-se por período suficiente, que permita a verificação de eventuais problemas localizados de travamento deficiente. Caso ocorram deficiências de travamento, devem ser executadas as correções pertinentes.

### **2.3.4 - Controle Tecnológico**

#### a) Controle dos Materiais

##### *Agregado Graúdo*

- i. durabilidade com sulfato de sódio e magnésio, em cinco ciclos, conforme DNER ME 089(1); 1 ensaio no início da utilização do agregado na obra e, sempre que houver variação da natureza do material;
- ii. abrasão Los Angeles, conforme NBR NM 51(2); 1 ensaio no início da utilização do agregado na obra e, sempre que houver variação da natureza do material;
- iii. granulométrica, conforme NBR 248(5), com amostras coletadas na pista após espalhamento do material, 1 ensaio a cada 1.500 m<sup>2</sup> de pista.

##### *Agregados para Enchimento e Camada de Isolamento*

- durabilidade com sulfato de sódio em cinco ciclos, conforme DNER ME 089(1); 1 ensaio no início da utilização do agregado na obra e, sempre que houver variação da natureza do material;
- equivalente de areia, determinado conforme NBR 12052(4); 1 ensaio por jornada de 8h de trabalho;
- granulometria, conforme NBR 248(5), com amostras coletadas na pista após espalhamento do material, sendo 1 ensaio a cada 1.500 m<sup>2</sup> de pista;

- na fração que passa na peneira de abertura 0,42 mm, nº 40, realizar: um ensaio de limite de liquidez, determinado conforme NBR 6459(4), e um ensaio de limite de plasticidade, conforme NBR 7180(6); sendo 1 ensaio a cada 1.500 m<sup>2</sup> de pista.

#### **2.3.4 - Controle da Execução**

O controle da execução da sub-base ou base de macadame seco deve ser realizado através de inspeção visual, com:

- a) verificação da uniformidade e espessura da camada de bloqueio, em cada faixa compactada;
- b) verificação das condições de compactação do macadame seco é efetuada visualmente, em cada faixa compactada;
- c) constatação de que eventuais pontos fracos, observados após a liberação do tráfego, foram corrigidos.
- d) deflexões - deve-se verificar as deflexões recuperáveis máximas (D0) da camada a cada 20 m por faixa alternada e 40 m na mesma faixa, através da viga Benkelman, conforme DNER ME 024(7), ou FWD - Falling Weight Deflectometer, de acordo com DNER PRO 273(8)

Na Figura 43 o espalhamento da primeira camada do macadame hidráulico. Após o espalhamento da primeira camada deve-se verificar o nivelamento de forma que ao final da compactação a espessura da camada seja atingida. Em seguida, proceder com o espalhamento do material de enchimento (Figura 44) e com auxílio de uma vassoura manual ou mecânica fazer movimento para que o material de enchimento penetre nos vazios da primeira camada o máximo possível. Inicia-se então a irrigação e depois a compactação.

Figura 43 - Espalhamento da 1ª. camada de macadame seco.



Figura 44 - Espalhamento do material de enchimento. A imagem mostra um trator amarelo espalhando um material de enchimento sobre a camada de pedregulhos já espalhada.



Na Figura 45 é apresentado o detalhe da camada de rachão sob a camada de MH e na Figura 46 detalhe da construção da Rodovia Presidente Dutra com MH utilizada como camada de base.

Figura 45 - Camada de rachão sob a camada de macadame hidráulico - Nogami.

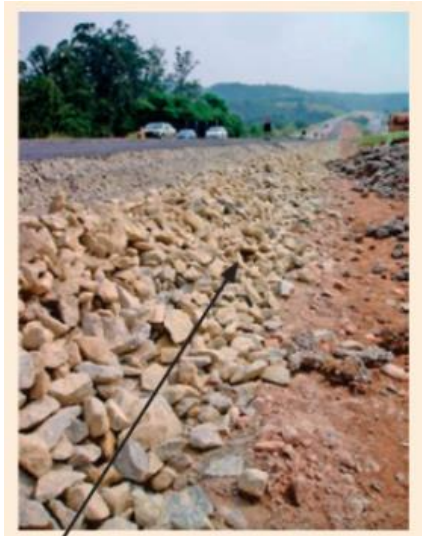


Figura 46 - Detalhe da aplicação da 1ª. camada de macadame hidráulico - Nogami (1950)



### 2.3 - Macadame Hidráulico

A abordagem desse material difere dos demais, pelo fato de somente após a conclusão da camada é que pode-se assumir esse material como um material de pavimentação. Os materiais como: brita graúda, material de enchimento e mesmo o material de bloqueio, são constituintes do macadame. Pode-se afirmar que o macadame é um processo construtivo de uma camada de pavimentação, diferentemente do: solo, solo brita cimento, CA, BGTC, da BGS, etc., pois esses tratam-se de materiais que antes de serem aplicados como camada de pavimento, já assumem a designação de material de pavimentação, o que não ocorre com o macadame. Assim, devido a essa particularidade é apresentado nessas notas de aula o processo construtivo desse material.

O material macadame teve sua origem na Inglaterra no início do século XIX, por concepção de MacAdam e foi bastante empregado nas primeiras rodovias brasileiras, (BERNUCCI et al, 2007).

A norma do DNIT 152/2010-ES define macadame hidráulico como uma "camada de pavimento constituída por uma ou mais camadas de agregados graúdos com diâmetro variável de 3,5" a 1/2" (88,9 mm a 12,7 mm), compactadas, com as partículas firmemente entrosadas umas às outras, e os vazios preenchidos por agregado para enchimento, com ajuda lubrificante da água".

Especificação de Serviço DNIT 152/2010-ES apresenta as granulometrias para os agregados graúdo, miúdo e de material de enchimento (Figura 47):

Figura 47 - Faixas granulométricas de agregado graúdo, miúdo e de material de enchimento.

| Peneiras |       | Agregado graúdo  |          |          |            | Agregado camada de bloqueio |          |            | Agregado miúdo   |          |            |
|----------|-------|------------------|----------|----------|------------|-----------------------------|----------|------------|------------------|----------|------------|
|          |       | % massa passante |          |          | tolerância | % massa passante            |          | tolerância | % massa passante |          | tolerância |
|          |       | Faixa            |          |          |            | Faixa                       |          |            | Faixa            |          |            |
| n.       | (mm)  | A                | B        | C        |            | A                           | B        |            | A                | B        |            |
| 4"       | 101,6 | 100              |          |          | ± 7%       | -                           | -        |            | -                | -        |            |
| 3 1/2"   | 88,9  | 90 - 100         |          |          | ± 7%       | -                           | -        |            | -                | -        |            |
| 3"       | 76,2  | -                | 100      |          | ± 7%       | -                           | -        |            | -                | -        |            |
| 2 1/2"   | 63,5  | 25 - 60          | 90 - 100 | 100      | ± 7%       | -                           | -        |            | -                | -        |            |
| 2"       | 50,8  | -                | 35 - 70  | 90 - 100 | ± 7%       | -                           | -        |            | -                | -        |            |
| 1 1/2"   | 38,1  | 0 - 15           | 0 - 15   | 35 - 70  | ± 7%       | -                           | -        |            | -                | -        |            |
| 1"       | 25,4  | -                | -        | 0 - 15   | ± 7%       | -                           | -        |            | -                | -        |            |
| 3/4"     | 19,1  | 0 - 5            | 0 - 5    | -        | ± 7%       | 100                         | -        | ± 7%       | 100              |          | ± 7%       |
| 1/2"     | 12,7  | -                | -        | 0 - 5    | ± 7%       | 80 - 100                    | -        | ± 7%       | 85 - 100         |          | ± 7%       |
| 3/8"     | 9,52  |                  |          |          |            | 70 - 100                    | -        | ± 7%       | -                | 100      | ± 7%       |
| 4        | 4,76  |                  |          |          |            | 45 - 100                    | 100      | ± 5%       | -                | 85 - 100 | ± 5%       |
| 10       | 2,0   |                  |          |          |            | 25 - 65                     | 55 - 100 | ± 5%       | 55 - 70          | 65 - 83  | ± 5%       |
| 40       | 0,42  |                  |          |          |            | 10 - 30                     | 25 - 100 | ± 3%       | 30 - 50          | 35 - 50  | ± 3%       |
| 200      | 0,075 |                  |          |          |            | 0 - 8                       | 0 - 12   | ± 2%       |                  |          |            |

A mesma especificação de serviço aponta as características dos agregados devem atender para serem empregados no macadame hidráulico:

- Durabilidade agregado graúdo com perdas menores que: 20% no sulfato de sódio e 30% no sulfato de magnésio;
- Abrasão Los Angeles menor que 50%;
- O agregado graúdo deve ter diâmetro máximo compreendido entre 1/2 e 2/3 da espessura final de cada camada executada, devendo ser constituído de fragmentos duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares, macias ou de fácil desintegração, e de outras substâncias prejudiciais;
- O pedregulho ou o cascalho britado devem apresentar, no mínimo, 75% em peso de partículas com duas faces obtidas na britagem.
- Índice de forma menor ou igual a 2 conforme NBR 7809(2013);
- Limite de liquidez  $\leq 25\%$  e IP  $\leq 6\%$  para a fração de material passante na peneira n. 40 (0,42 mm de abertura). Para o material de enchimento e IP  $\leq 6\%$  para a mesma fração do material de graduação fina;
- EA mínimo de 55%;

Quanto a camada de bloqueio deve ser empregada sempre que o material da camada subjacente tiver mais de 35 % em peso passando na peneira nº 200, deve ser executada, antes do primeiro espalhamento do agregado graúdo, uma camada de bloqueio em toda a largura da plataforma, compreendendo pista e acostamento, com a espessura de 4 cm 1 cm.

Nos acostamentos quando a camada de macadame hidráulico não for construída em toda a largura da plataforma, deve ser prevista nos acostamentos a construção de uma camada com permeabilidade igual ou maior que a deste, ou então a construção de drenos sub-superficiais que assegurem a drenagem da mesma.

O processo construtivo do macadame hidráulico, conforme a Especificação de Serviço DNIT 152/2010-ES, consiste basicamente nas seguintes etapas:

- Não deve ser permitida a abertura de caixa no subleito para execução da camada de macadame hidráulico;
- O agregado graúdo deve ser espalhado em uma camada de espessura uniforme, solta e disposta de modo a obter-se a espessura comprimida especificada, atendendo aos alinhamentos e perfis projetados. O espalhamento deve ser feito evitando a segregação das partículas do agregado;
- No caso de construção de meia pista, deve ser obrigatório o uso de fôrmas ao longo do eixo da estrada, para contenção da camada de macadame hidráulico;
- No caso da construção em duas etapas, a linha de junção das duas meias-pistas inferiores não deve coincidir com a das duas meias-pistas superiores;
- Não deve ser permitida a descarga do agregado em pilhas ou cordões, devendo o espalhamento ser feito diretamente por meio do equipamento espalhador, em espessura a mais uniforme possível seguida de acerto definitivo com a moto niveladora, quando necessário;
- Depois do espalhamento e acerto do agregado graúdo, deve ser feita a verificação do greide longitudinal e seção transversal com cordéis, gabarito etc., sendo, então, corrigidos os pontos com excesso ou deficiência de material; nesta operação deve ser usado agregado com a mesma granulometria da usada na camada em execução, sendo vedado o uso da brita miúda para tal fim;
- Os fragmentos alongados, lamelares, ou de tamanhos excessivos, visíveis na superfície do agregado espalhado, devem ser removidos;
- A compressão inicial deve ser feita de modo que a roda dos rolos se apoie, igualmente, na pista e no acostamento, quando esta for construída junto com o acostamento. Em qualquer faixa, esta passagem deve ser feita em marcha ré e a velocidade reduzida (1,8 km/h a 2,4 km/h), devendo, também, as manobras do rolo ser realizadas fora da camada em compressão. Nos trechos em tangente, a compressão deve partir sempre das bordas para o eixo e, nas curvas, da borda interna para a borda externa. No caso de formas para contenção lateral da camada, estas devem ser fixadas, para superar os esforços do equipamento de compressão sem se deformarem;
- Em cada deslocamento do rolo compressor, a faixa anteriormente comprimida deve ser recoberta de, pelo menos, metade da largura da roda do rolo;
- Após obter-se a cobertura completa da área em compressão deve ser feita nova verificação do greide longitudinal e seção transversal, efetuando-se as correções necessárias;
- A operação de compressão deve prosseguir até que se consiga um bom entrosamento do agregado graúdo, o que pode ocorrer com duas ou três coberturas completas;

- O agregado para enchimento deve ser, a seguir, espalhado em camadas finas, em quantidade suficiente para encher os vazios do agregado já parcialmente comprimido;
- A aplicação do agregado para enchimento deve ser feita em camadas sucessivas, durante o que se deve continuar a compressão, e forçar a sua penetração nos vazios do agregado graúdo por meio de vassouras manuais ou mecânicas;
- Quando não for mais possível à penetração do agregado para enchimento a seco, deve ser dado o início à irrigação da camada, ao mesmo tempo em que se espalha mais agregado para enchimento e se prossegue com as operações de compressão;
- A irrigação e aplicação do agregado para enchimento devem prosseguir até que se forme na frente do rolo uma pasta de agregado para enchimento e água;
- Deve ser dada como terminada a compressão quando desaparecem as ondulações na frente do rolo e a camada se apresentarem completamente firme;
- Quando a construção da camada de macadame hidráulico for feita em duas etapas, a primeira camada deve estar completamente seca antes de se iniciar a execução da segunda;
- Terminada a construção da camada de macadame hidráulico deve-se deixá-la secar, antes de entregá-la ao tráfego, ocasião em que deve ser recoberta com um pouco de agregado para enchimento, recobrimento este que deve ser mantido durante todo o tempo em que a camada estiver exposta ao tráfego, com novos acréscimos quando necessários, durante um período de sete a 15 dias, antes da execução da camada seguinte. O período citado tem por finalidade revelar pontos fracos da camada que devem ser corrigidos; antes da continuação da execução do pavimento.

O controle de execução, conforme a Especificação de Serviço DNIT 152/2010-ES contempla:

- Verificações visuais da compressão
- Uma verificação após o término de cada compressão, antes da colocação do agregado para enchimento, por meio da passagem do rolo em cada faixa compactada, para constatar o aparecimento ou não de sulco ou ondulação antes da colocação do agregado para enchimento;
- Uma verificação de enchimento dos vazios depois de concluída a irrigação, pela constatação de uma pequena onda de pasta de agregado e água à frente do rolo, quando este se deslocar sobre a base;
- Verificação da compactação final, pela colocação à frente do rolo compressor de uma pedra de tamanho razoável, constatando o esmagamento da mesma pelo rolo, sem penetrar na camada.

A mesma especificação ainda recomenda a verificação da deflexão com emprego da viga Benkelman, nas condições:

- Após o término da compressão é possível efetuar medidas de deflexão sobre a base ainda úmida dos segmentos concluídos (DNER-ME 024/94), em locais aleatórios. Os valores medidos e analisados estatisticamente devem ser aqueles definidos pelo projeto, para o topo da camada.

- A frequência indicada para a execução das medidas de deflexão é de uma por estaca, alternando-se as medidas nas bordas e eixo, devendo, contudo, ser compatibilizada com o Plano de Amostragem Variável.

Na norma DNIT 152 (2010) - ES é aponta ainda:

- Verificação das características geométricas da camada como produto final
- Plano de amostragem - controle tecnológico - condições de conformidade e não conformidade, e,
- Os critérios de medição

## **2.5 - Solo cimento**

Solo cimento é um tipo de material, que foi muito empregado em rodovias brasileiras como camada de base de rodovias, atualmente, tem-se optado como camada de base de solo brita cimento e como sub-base solo melhorado com cimento.

Solo cimento é caracterizado por ser uma mistura íntima entre o solo, cimento e água, normalmente usinado, mas, no passado, em muitas obras a mistura ocorreu na pista.

A diferença entre o solo cimento e o solo melhorado com cimento (também denominado de solo tratado com cimento) está no teor de cimento utilizado, com efeito, teores de até 5% de cimento tem-se o solo melhorado com cimento e para teores acima o solo cimento propriamente dito.

A opção pelo solo melhorado com cimento reside no fato de se desejar um material em que a resistência à tração não é objeto principal a ser alcançado e sim, redução na expansão, aumento do valor de CBR<sup>5</sup> (que também é um aumento na resistência à tração), melhoria no valor de módulo de resiliência e trabalhabilidade do solo. Solo melhorado com cimento tem aplicação mais comum em sub-bases.

Já o solo cimento, o principal objetivo é o aumento da resistência, diretamente no aumento do valor de módulo de resiliência.

Solo cimento é um produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água em proporções estabelecidas através de dosagem, (ABNT NBR 12253:2012). Aplicado em camada de base ou sub-base de pavimento, com espessuras médias entre 12 cm e 20 cm. O DER-SP na IP-DE-P00/001. - Especifica valores de módulo de resiliência para projeto de 5000 MPa a 10000 MPa para emprego da mistura em camadas de base.

### **2.5.1**

#### ***Dosagem de solo cimento***

A mistura de solo cimento deve atender a uma distribuição granulométrica conforme apresentado na **Figura 48** e a seguir são apresentadas as especificações de diversos órgãos para os materiais a serem empregados em mistura de solo-cimento DER-SP - ET-DE-P00/004 (2006) e norma DNIT 143/2010-ES:

- Cimento Portland: comum, de alto-forno ou pozolânico
- Água - isenta de agentes nocivos à hidratação do cimento
- Solo - LL < 40%, IP < 18%, ausência de material orgânico e deve atender a distribuição granulométrica conforme Figura 48:

---

<sup>5</sup> Note-se que a determinação do CBR para material cimentado não tem correspondência ao solo in natura, visto que, o ganho é significativo e o ensaio de CBR foi idealizado para solo.

Figura 48 - Faixa granulométrica do solo para utilização em mistura de solo cimento - DER-SP e DNIT

| Peneiras |       | % em massa<br>passante | Tolerância |
|----------|-------|------------------------|------------|
| n.       | (mm)  |                        |            |
| 3"       | 76    | 100                    | -          |
| 4        | 4,76  | 50 - 100               | ± 5%       |
| 40       | 0,42  | 15 - 100               | ± 5%       |
| 200      | 0,075 | 5 - 35                 | ± 2%       |

A norma da NBR11798 de 08/2012 - Materiais para Base de Solo-Cimento - Requisitos, em substituição da EB-2096 (1990), apresenta os seguintes requisitos para os materiais para mistura de solo cimento:

- Solo de jazida ou do próprio local da obra e perfeitamente identificado com as amostras ensaiadas em laboratório. A norma ABNT NBR 12253:2006 especifica solos tipo A1, A2, A3 e A4 conforme classificação HRB recomendados para serem utilizados em solo cimento.

- Cimento - (armazenamento, fornecimento em sacos e características da pilha para armazenamento)

- Água - (idem ao DER-SP)

Já o DER-PR aponta os seguintes requisitos:

- Cimento e água idem ao DER-SP

- Solo - quanto aos limites de Atterberg, ausência de matéria orgânica, idem ao DER-SP, somente a distribuição granulométrica conforme Figura 49:

Figura 49 - Faixa granulométrica do solo para mistura de solo cimento - DER-PR

| Peneiras |       | % em massa<br>passante |
|----------|-------|------------------------|
| n.       | (mm)  |                        |
| 2"       | 50,8  | 100                    |
| 4        | 4,76  | 55 - 100               |
| 200      | 0,075 | 5 - 45                 |

- A dosagem da mistura de solo cimento conforme o que preconiza a norma ABNT NBR 12253:2006, deve atender aos seguintes passos. Na Figura 50 é sugerido teores de cimento em função do tipo de solo TRB (conforme preconiza a norma ASTM D3282).

Figura 50 - Teores de cimento em função da classificação TRB de solos

| Classificação do solo (HRB) | Teor de cimento % em massa |
|-----------------------------|----------------------------|
| A1-a<br>A1-b                | 4                          |
| A2                          | 5                          |
| A3<br>A4                    | 7                          |

- Determinar a massa específica aparente máxima ( $\gamma_s$ ) e o respectivo teor ótimo de umidade (Wót.) em mistura de solo com os teores de cimento sugerido na Tabela acima. A compactação deve ser conforme o que preconiza a norma ABNT NBR 12023 - Solo cimento - ensaio de compactação.
- •Moldar corpos-de-prova para ensaio de compressão simples com variação em três teores no mínimo, visando determinar resistência mínima de 2,1 MPa.
- O tempo de cura deve ser de no mínimo 7 dias, após esse período, imergir o corpo-de-prova em água por 4 h e após submetê-los a ruptura simples conforme ABNT NBR 12025

Ainda o DER/PR ES-PA 11/23 - Pavimentação: solo-cimento e solo tratado com cimento, tem especificado para dosagem de solo cimento:

- A dosagem do solo cimento ou solo tratado com cimento é semelhante ao especificado pela ABNT, entretanto, essa especificação aponta para resistência a compressão distinta entre solo cimento e solo tratado com cimento:
- Solo tratado com cimento - sub-base: 1,2 a 2,1 MPa e base: 1,5 a 2,1 MPa e energia intermediária de compactação
- Solo cimento - sub-base ou base: superior a 2,1 MPa - energia normal de compactação
- Para a dosagem com solo tratado com cimento, pode-se, complementarmente, ser dosagem em função do valor de CBR. Podendo-se ainda, opcionalmente, em função da mistura e do dimensionamento aplicação de energias diferentes das especificadas anteriormente.

O DNIT 143/2010-ES, especifica:

- A mistura de solo-cimento deve apresentar o valor mínimo de 21 kg/cm<sup>2</sup>, ou 2,1 MPa para a resistência à compressão aos 7 (sete) dias (DNER-ME 201/94 - Solo cimento - compressão axial de corpos-de-prova cilíndrico), em corpos-de-prova moldados segundo o prescrito no método DNER-ME 202/94 - Solo-cimento - moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos. O valor da resistência à compressão referida é um valor mínimo, devendo ser obtido, na dosagem, um valor médio que conduza àquele resultado durante a fase de execução, tendo em vista a dispersão encontrada;
- A norma DNER-ME 202/94 preconiza o procedimento para a moldagem de corpos-de-prova destinados ao ensaio de molhagem e secagem (durabilidade).
- Com a norma DNER-ME 213/94 e 216/94 obtêm-se os parâmetros de compactação.
- Na norma DNER ME 216/94 apresentam-se dois métodos: A - material 100% < 4,76 mm e método B - f máx 19,1 mm e parte retida na # 4,76 mm. A compactação é com o molde de 1000 cm<sup>3</sup> e soquete tipo leve (energia normal).

O DER/SP-DE-P00/004 (2006) aponta:

- O DER de SP não especifica o procedimento de dosagem de solo cimento, faz alusão a dosagem experimental de laboratório. Especifica resistência mínima de 2,1 MPa. A percentagem em massa de cimento a ser incorporada ao solo para constituição da mistura deve ser fixada de modo a atender a resistência à compressão simples, aos 28 de cura, fixadas no projeto da estrutura do pavimento. Não são admitidos resultados de resistência à compressão simples inferiores a 90% da especificada do material aplicado.

### 2.5.2 Parâmetros de resistência

Os valores dos parâmetros de compressão simples e resistência à tração por compressão diametral da mistura de solo cimento e solo melhorado com cimento são especificados pelas projetistas. Exceto a especificação do DER/PR ES-PA 11/23 tem especificado valores de compressão simples para misturas de solo tratado com cimento e solo cimento

Na Tabela 6 estão apresentados os valores de compressão simples, especificados pelo DER-PR ES-PA 11/23 e os limites normalmente, adotados pelas projetistas.

Tabela 6 - Valores de compressão simples para misturas de solo cimento e solo melhorado com cimento

| Órgão              | Mistura                    | Parâmetros                                 |                                                     |                             |
|--------------------|----------------------------|--------------------------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------|
|                    |                            | Compressão simples (MPa)                   | Resistência à tração por compressão diametral (MPa) | Módulo de resiliência (MPa) |
| DER/PR ES-PA 11/23 | Solo cimento               | .> 2,1                                     |                                                     |                             |
|                    | Solo melhorado com cimento | 1,2 a 2,1 p/ sub-base<br>1,5 a 2,1 p/ base |                                                     |                             |
| Projetistas        | Solo cimento               | .> 1,2 (7 dias)                            | .> 0,4 (28 dias)                                    | .> 4.000                    |
|                    | Solo melhorado com cimento |                                            |                                                     | .> 2.000*                   |

(\*) o valor de módulo de resiliência para solo melhorado com cimento está intimamente relacionado ao tipo de solo, se arenoso de comportamento laterítico.

O parâmetro de resistência à tração por compressão diametral para esses tipos de misturas, são relativamente baixos, se comparados com as misturas de solo brita cimento, visto a opção do emprego desse último tipo de mistura em camadas de bases de pavimentos.

Atualmente, dentre os três parâmetros, o que tem recebido maior atenção é o de resistência à tração por compressão diametral. Na Tabela 7 estão apresentados os limites dos parâmetros, normalmente, especificados pelas projetistas. Registra-se que os limites apresentados na Tabela 7 referem-se a mistura de SBC empregada como camada de base.

## 2.6 - Solo brita e base estabilizada granulometricamente

O DNIT trata o solo brita e base estabilizada granulometricamente como sinônimos, já a ABNT NBR, o DER-SP e também o DER-PR apresentam algumas distinções entre os dois materiais.

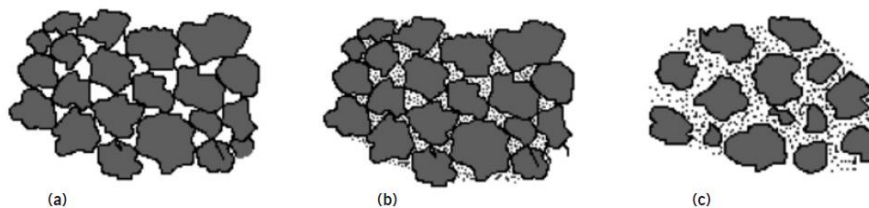
Yoder e Witczak, (1975) apresentam três tipos distintos de materiais (Figura 51) para bases e sub-bases, quanto a granulometria:

a) material com contato grão-grão, com ausência de finos, resistência não vulnerável a mudança de umidade, difícil densificação e baixa massa específica aparente (a).

b) material com certa presença de finos, em quantidade suficiente para que preencham os vazios dos agregados graúdos proporcionando maior massa específica aparente, permeabilidade mais baixa que o do tipo (a), ainda apresenta o contato grão-grão, em geral menos deformável que o tipo (a) e; moderadamente difícil de compactar;

c) matriz de finos, não se garante contato grão-grão devido ao excesso de finos (c); densidade mais baixa em geral que o tipo (b) e também permeabilidade inferior, podendo ser mesmo impermeável dependendo da natureza dos finos; a mistura é afetada por variações de umidade e apresenta certa facilidade na compactação.

Figura 51- Tipos de materiais para bases e sub-bases de pavimentação - Yoder e Witczak, (1975).



Para bases de pavimentos, as especificações tradicionais preconizam o uso de materiais do tipo (a) e (b), onde o contato grão-grão seja garantido. As normas ABNT NBR 11805, NBR 12053 e NBR 12265 estabelecem as especificações de uso no país (ABNT, 1991b; 1992a; 1992b respectivamente). Procura-se tradicionalmente também que fique caracterizada uma distribuição granulométrica bem graduada, com preenchimento dos vazios.

Esses materiais são também conhecidos por misturas estabilizadas granulometricamente - DNIT-ES 139(2010) e DNIT-ES 141(2010). Em geral, as misturas onde o contato grão-grão é garantido são tradicionalmente as preferenciais, embora, a prática tenha mostrado grande sucesso no tipo (c), quando certos requisitos, comentado a seguir, são observados. As misturas estabilizadas granulometricamente devem seguir uma faixa granulométrica dada em norma. Modernamente tem-se evitado o uso do termo estabilizar, quando não há adição de estabilizantes do tipo da cal, do cimento etc. Há autores que preferem a designação mais rigorosa, "misturas estabilizadas mecanicamente", para diferenciar da adição de estabilizantes químicos.

Tem-se empregado com frequência misturas do tipo (b) e (c), também denominadas de solo-brita ou solo-areia. O tipo (c) tem sido denominado também de solo-brita descontínuo. O importante dessas misturas, principalmente no caso do tipo (c), é a natureza do material fino. Pode-se utilizar com sucesso misturas do tipo (c) com solos lateríticos. Este fato se deve principalmente por: ausência do ciclo gelo-degelo; drenagem favorecida; umidade de equilíbrio abaixo da ótima de compactação em algumas regiões, favorecida pela secagem do material de base; natureza e estado peculiar dos solos lateríticos, que expandem muito pouco em presença de água, apesar de sua plasticidade às vezes elevada.

Dentre as misturas, o tipo (c) deve ser empregado solos de comportamento laterítico, selecionados pela metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1995). Essas misturas, por prevalecer a matriz de solo laterítico, são coesivas, muito pouco expansivas e com boa capacidade de suporte. Certas misturas de solo-brita (50% em peso de brita) dão ISC da ordem de 80% na energia modificada. As misturas com 70% em peso de brita e 30% de solo apresentam muitas vezes ISC acima de 100% e apresentam pouca perda de capacidade de suporte após imersão em água. Os valores de MR são similares aos das britas graduadas simples, podendo ser superiores, ou seja, apresentam menor deformabilidade.

Essas misturas podem ser executadas em pista com auxílio de pá-carregadeira, grade de disco e motoniveladora. O material resultante é recomendável como material de base de vias de baixo volume de tráfego. É um excelente material de reforço de subleito em vias de tráfego médio ou mesmo pesado.

Conforme a quantidade de finos, a mistura pode sofrer contração por perda de umidade, e como consequência, apresentar fissuração. Esta consequência não chega a ser um problema comprometedor desde que a porcentagem em peso de solo nas misturas solo-brita não seja superior a 50% do total. Tem-se procurado evitar agregados maiores que 25 mm de diâmetro.

O solo-brita começou a ser empregado no estado de São Paulo ainda na década de 1950, conhecido então por "virado paulista" (Nogami e Villibor, 1995). Somente na década de 1980, o solo laterítico-brita voltou a ser empregado em maior escala, com aplicação estendida também a vias urbanas. Atualmente, tem-se empregado também o solo-brita-cimento, com percentagem de cimento variando em geral de 3 a 6% em peso.

Esse material tem sido utilizado como material de base, predominantemente em misturas de 80% brita - 20% solo ou no máximo 70% brita - 30% solo. Eles vêm sendo empregados em vias de tráfego médio a pesado com sucesso. Preferencialmente, nesses casos a mistura deve ser feita em usina.

A seguir estão apresentadas as principais características dos materiais: solo-brita e base e sub-base estabilizada granulometricamente, bem como, as variações apresentadas nas normas: DNIT, ABNT, e DERs do PR e SP.

Solo-brita é um material que pode ser aplicado como camada de base ou de sub-base. Tem-se outra denominação para esse material que é utilização do processo de estabilização granulométrica

como emprego de camada de base e sub-base. Estabilização granulométrica é um processo de melhoria da capacidade resistente de materiais "in natura" ou mistura de materiais, mediante emprego de energia de compactação adequada, de forma a se obter um produto final com propriedades adequadas de estabilidade e durabilidade (DNIT, 2010).

A sub-base e base estabilizada granulometricamente são camadas constituídas por solos naturais que possuem em sua composição pedregulhos de cava, rochas alteradas, misturas artificiais de solos, de rochas alteradas, britadas ou não, misturas de diferentes tipos agregados tais como: pedra britada, pedrisco, pó de pedra, areia, ou ainda quaisquer combinação desses materiais ou de demais materiais granulares que apresentem estabilidade e durabilidade adequadas e capazes de resistirem às cargas previstas, e à ação dos agentes climáticos quando corretamente compactadas, DER-SP ET-DE-P00/014 (2006).

O DER-PR ES-P 09/05 apresenta como definição de Solo arenoso-brita a camada de base ou sub-base, composta por mistura de solo arenoso de comportamento laterítico e brita corrida, cuja estabilização, após a devida homogeneização, é obtida pela ação mecânica do equipamento de compactação.

Aplicado em camada de base ou sub-base de pavimento, com espessuras médias entre 10 cm e 20 cm. Quando se deseja espessuras de camada estabilizada maiores que 20 cm, essas devem ser executadas em camada de até 20 cm. Devido à variabilidade intrínseca desse material, não se tem especificado valores de módulo de resiliência. Faz-se necessário a determinação do valor em laboratório.

O DNIT especifica nas normas DNIT 141 (2010) as seguintes características dos materiais para emprego em bases estabilizadas granulometricamente:

Devem possuir composição granulométrica satisfazendo a uma das faixas apresentadas na Figura 52, de acordo com o Número N de tráfego calculado segundo a metodologia do USACE. No caso de  $N > 5 \times 10^6$ , o material deve se enquadrar em uma das 04 (quatro) Faixas A, B, C e D e no caso de  $N \leq 5 \times 10^6$ , o material deve se enquadrar em uma das 06 (seis) Faixas A, B, C, D, E e F.

Figura 52 - Faixas granulométricas de projeto de solo brita

| Peneiras |       | Faixas de projeto |       |       |        |        |        | Tolerância |
|----------|-------|-------------------|-------|-------|--------|--------|--------|------------|
| n.       | (mm)  | A                 | B     | C     | D      | E      | F      | (%)        |
| 2"       | 50,8  | 100               | 100   | -     | -      | -      | -      | ± 7        |
| 1"       | 25,4  | -                 | 75-90 | 100   | 100    | -      | -      | ± 7        |
| 3/8"     | 9,5   | 30-65             | 40-74 | 50-85 | 60-100 | 100    | 100    | ± 7        |
| 4        | 4,76  | 25-55             | 30-60 | 35-65 | 50-85  | 55-100 | 70-100 | ± 5        |
| 10       | 2,0   | 15-40             | 20-45 | 25-50 | 40-70  | 40-100 | 55-100 | ± 5        |
| 40       | 0,42  | 8-20              | 15-30 | 15-30 | 25-45  | 20-50  | 30-70  | ± 2        |
| 200      | 0,075 | 2-8               | 5-15  | 5-15  | 10-25  | 6-20   | 8-25   | ± 2        |

Nas normas: DNIT 141/2010 - ES -Pavimentação - Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço e NORMA DNIT 139/2010 - ES - Pavimentação - Sub-base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço, recomendam que:

- A fração que passa na peneira nº 40 deve apresentar limite de liquidez inferior ou igual a 25%, e índice de plasticidade inferior ou igual a 6%; quando esses limites forem ultrapassados, o equivalente de areia deve ser maior que 30%.
- A porcentagem do material que passa na peneira nº 200 não deve ultrapassar 2/3 da porcentagem que passa na peneira nº 40.
- Índice Suporte Califórnia - ISC  $\geq 60\%$  para Número N  $\leq 5 \times 10^6$ , ISC  $\geq 80\%$  para Número N  $> 5 \times 10^6$ , expansão  $\leq 0,5\%$ , determinados através dos ensaios: Ensaio de Compactação - DNER-ME 129/94, na energia do Proctor modificado, indicada no projeto;
- Ensaio de Índice de Suporte Califórnia - DNER-ME 049/94, com a energia do ensaio de compactação. O agregado retido na peneira nº 10 deve ser constituído de partículas duras e resistentes, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, e isento de matéria vegetal ou outra substância prejudicial. Quando submetidos ao ensaio de abrasão Los Angeles (DNER-ME 035/98), não devem apresentar desgaste superior a 55%, admitindo-se valores maiores, no caso de, em utilização anterior, terem apresentado desempenho satisfatório.

Ainda DNIT na norma ES-139(2010) especifica os materiais para sub-bases estabilizadas granulometricamente:

- Os materiais constituintes são solos, mistura de solos, mistura de solos e materiais britados.
- Índice de Grupo - IG igual a zero;
- A fração retida na peneira nº 10 no ensaio de granulometria deve ser constituída de partículas duras, isentas de fragmentos moles, material orgânico ou outras substâncias prejudiciais.
- Índice de Suporte Califórnia - ISC  $\geq 20\%$  e Expansão  $\leq 1\%$ , determinados através dos ensaios: NORMA DNIT 139/2010-ES 3
- Ensaio de Compactação - DNER-ME 129/94, na energia do Método B, ou maior que esta;
- Ensaio de Índice de Suporte Califórnia - DNER-ME 049/94, com a energia do ensaio de compactação.
- No caso de solos lateríticos, os materiais submetidos aos ensaios acima podem apresentar Índice de Grupo diferente de zero e expansão  $> 1,0\%$ , desde que no ensaio de expansibilidade (DNER-ME 029/94) apresente um valor inferior a 1,0%.
- A norma ABNT NBR 11805 (1992) Materiais para sub-base ou base de solo brita, apresenta as mesmas características apresentadas nas normas do DNIT para os materiais de bases estabilizadas granulometricamente.
- Da mesma forma o DER-PR ES-P 07/05 Pavimentação - camadas estabilizadas granulometricamente adota os mesmos procedimentos especificados pelo DNIT.

O DER-SP ET-DE-P00/014 - Base ou sub-base estabilizada granulometricamente particulariza:

- Solos - materiais naturais provenientes de jazidas, cascalheiras, constituídos de pedregulhos ou areias de cava, rochas alteradas, britadas ou não, seixos, escórias, cangas de minério etc.
- Agregados - materiais provenientes de pedreira tais como: pedra britada com ou sem classificação por peneiras, rejeitos de pedreiras, pedrisco, pó de pedra e areias.
- Mistura - são os materiais provenientes da mistura artificial entre os solos, entre agregados ou dos solos com os agregados.

E quanto aos requisitos dos materiais para execução das camadas de sub-base e base estabilizada granulometricamente devem satisfazer as seguintes exigências:

- Devem ser isentos de matéria orgânica e outras substâncias estranhas ou nocivas. A fração retida na peneira de 2,0 mm deve ser constituída de partículas duras e resistentes, isentas de fragmentos moles ou achatados;
- A porcentagem em peso passando na peneira de 25 mm deve ser 100%;
- Abrasão Los Angeles, conforme NBR NM 51, inferior a 50%;
- Durabilidade, conforme DNER ME 089, em cinco ciclos com solução de sulfato de sódio e sulfato de magnésio, inferior a 20% e 30%; respectivamente, somente quando tratar-se de pedra britada;
- $CBR \geq 80\%$ , para  $N > 5 \times 10^6$ , e expansão  $\leq 0,5\%$ , na energia modificada, conforme com NBR 9895, para bases;
- $CBR \geq 60\%$ , para  $N < 5 \times 10^6$ , e expansão  $\leq 0,5\%$ , na energia modificada, conforme com NBR 9895, para bases;
- $CBR \geq 30\%$  e expansão  $\leq 1,0\%$ , na energia intermediária, conforme com NBR 9895, para sub-bases;
- A curva granulométrica do material ou mistura de materiais deve ser contínua e deve enquadrar-se em uma das faixas da Tabela 1;
- A faixa de trabalho, definida a partir da curva granulométrica de projeto, deve obedecer à tolerância indicada para cada peneira na Figura 53, porém, sempre respeitando os limites da faixa granulométrica;

Figura 53 - Faixas de granulometria para projeto de solo brita com tolerância para determinação da faixa de trabalho

| Peneiras |       | Faixas de projeto |       |       |        |        |        | Tolerância |
|----------|-------|-------------------|-------|-------|--------|--------|--------|------------|
| n.       | (mm)  | I                 | II    | III   | IV     | V      | VI     | (%)        |
| 2"       | 50,8  | 100               | 100   | -     | -      | -      | -      | ± 7        |
| 1"       | 25,4  | -                 | 75-90 | 100   | 100    | 100    | 100    | ± 7        |
| 3/8"     | 9,5   | 30-65             | 40-75 | 50-85 | 60-100 | -      | -      | ± 7        |
| 4        | 4,76  | 25-55             | 30-60 | 35-65 | 50-85  | 55-100 | 70-100 | ± 5        |
| 10       | 2,0   | 15-40             | 20-45 | 25-50 | 40-70  | 40-100 | 55-100 | ± 5        |
| 40       | 0,42  | 8-20              | 15-30 | 15-30 | 25-50  | 20-55  | 30-70  | ± 2        |
| 200      | 0,075 | 2-8               | 5-15  | 5-20  | 5-20   | 8-25   | 10-25  | ± 2        |

- j) a porcentagem que passa pela peneira de 0,075 mm deve ser inferior a 2/3 da porcentagem que passa pela peneira de 0,42 mm;
- k) os materiais finos dos solos ou materiais das misturas de diâmetro máximo inferior a 0,42 mm devem satisfazer as seguintes condições
  - limite de liquidez, LL, determinado conforme NBR 6459; inferior a 25%;
  - índice "IP", inferior a 6%.
- l) podem ser utilizados materiais com LL e IP maiores do que os acima especificados, (condições especificadas em norma) e,
- m) para valores de N >107 não devem ser utilizadas misturas com granulometrias correspondentes às faixas V e VI.

O DER-SP na especificação técnica - ET-DE-P00/003 SUB-BASE ou Base de Solo de Comportamento Laterítico-Brita Descontínua - SLBD

- Os solos de comportamento laterítico a serem utilizados nas sub-bases e bases de solo de comportamento laterítico-brita descontínua devem possuir propriedades mecânicas e hidráulicas específicas, que são determinadas em corpos de prova de dimensões reduzidas, através de ensaios de laboratório pela metodologia MCT, devem possuir granulação fina, isto é, diâmetro inferior a 2,00 mm, e pertencer a um dos seguintes grupos da classificação MCT: LA', LA ou LG'.
- Nesta especificação são igualmente válidas as denominações: solo de comportamento laterítico ou simplesmente solo laterítico.
- Os solos de comportamento laterítico não incluem as lateritas ou solos com elevada porcentagem de pedregulhos lateríticos, que na terminologia regional recebem denominações de: canga, tapiocanga e piçarra.
- As sub-bases e bases de solo laterítico-brita descontínua são camadas constituídas de mistura artificial, processada em usina, com solo de granulometria fina e de comportamento laterítico que ao

serem misturadas com agregado pétreo britado, brita 2, brita 1, pedrisco, apresentam, granulometria descontínua e grande estabilidade e durabilidade quando adequadamente compactadas.

- A sub-base e base de solo laterítico-brita descontínua podem ser utilizadas desde rodovias vicinais até rodovias com elevado volume de tráfego.

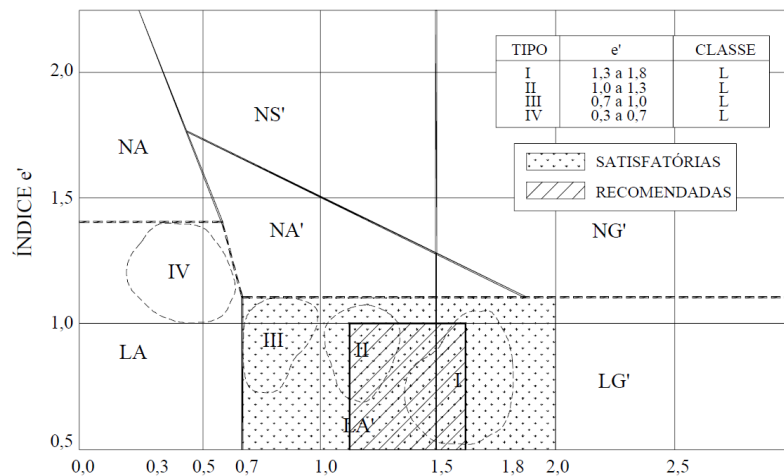
Ainda, na mesma especificação técnica os solos lateríticos empregados nas sub-bases e bases de solo laterítico-brita devem satisfazer as seguintes exigências:

- Possuir as seguintes propriedades mecânicas e hidráulicas, quando compactados na energia intermediária:
  - I. - mini-CBR sem imersão  $\geq 40\%$
  - II. - perda de suporte por imersão inferior a 50%, isto é, RIS  $\geq 50\%$ ,
  - III. - expansão com sobrecarga padrão  $\leq 0,3\%$ ,
  - IV. - contração -  $k_c$  - entre 0,1 a 0,5%, na umidade e densidade ótima de compactação;
  - V. - coeficiente de infiltração, isto é quantidade de água infiltrada no solo em função do tempo, deve situar-se entre  $10^{-2} \text{ cm}/(\text{min})^{0,5}$  a  $10^{-4} \text{ cm}/(\text{mm})^{0,5}$ ,
- O solo deve passar integralmente pela peneira de 2,00 mm de abertura ou possuir uma porção pequena de material retida nesta na peneira, cuja retirada não altere substancialmente as propriedades do solo.
- Pertencer aos grupos LA, LA' ou LG' da classificação MCT, determinada conforme DER/SP M 196, através da compactação do M-MCV, e da perda de massa por imersão.

Sempre que possível, recomenda-se que seja obedecida a seguinte sequência de preferência para escolha dos tipos - ver Figura 54:

- tipo I, com prioridade da subárea próxima à interface com tipo II,  $c'$  compreendido entre 1,3 e 1,8;
- tipo II, com prioridade da subárea próxima à interface com tipo I,  $c'$  compreendido entre 1,0 e 1,3;
- tipo III, com prioridade da subárea próxima à interface com tipo II,  $c'$  compreendido entre 0,7 e 1,0;
- tipo IV,  $c'$  compreendido entre 0,3 e 0,7, e  $e'$  maior que 1,0.

Figura 54 - Tipos de solo hierarquizados quanto ao comportamento MCT, como base estabilizada granulometricamente.



Da mesma forma, na especificação técnica, os agregados pétreos britado podem ser constituídos de pedra 1, pedra 2, pedrisco ou composição destas, empregados nas sub-bases e bases de solo laterítico-brita e devem satisfazer as seguintes exigências:

- Os agregados utilizados obtidos a partir da britagem e classificação de rocha são devem constituir-se por fragmentos duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração, assim como de outras substâncias ou contaminações prejudiciais;
- A granulometria da brita deve ser tal que 100% passem na peneira de 25,0 mm;
- O desgaste no ensaio de abrasão Los Angeles, conforme NBR NM 51(9), deve ser inferior a 50%;
- A perda no ensaio de durabilidade, conforme DNER ME 089(10), em cinco ciclos, com solução de sulfato de sódio, deve ser inferior a 20% e com sulfato de magnésio inferior a 30%;
- Índice de forma superior a 0,5 e porcentagem de partículas lamelares inferior a 10%, conforme NBR 6954(11);

No caso de mistura descontínua de solo laterítico-brita deve satisfazer as seguintes exigências:

- A porcentagem de brita em massa deve ser de mínimo de 50% em relação a massa de solo seco;
- $CBR \geq 80\%$ , para  $N > 5 \times 10^6$ , e expansão  $\leq 0,3\%$ , na energia modificada, para bases;
- $CBR \geq 70\%$ , para  $N < 5 \times 10^6$ , e expansão  $\leq 0,3\%$ , na energia modificada, para bases;
- $CBR \geq 30\%$  e expansão  $\leq 0,3\%$ , na energia intermediária, para sub-bases;
- A curva granulométrica da mistura solo laterítico-brita descontínua deve atender à faixa definida na Figura 55:

Figura 55 - Faixa granulométrica de mistura de solo laterítico-brita descontínua

| Peneiras |       | % em massa | Tolerância |
|----------|-------|------------|------------|
| n.       | (mm)  | Passante   |            |
| 1"       | 25,4  | 100        |            |
| 3/8"     | 9,5   | 50-75      | ± 7        |
| 4        | 4,76  | 40-70      | ± 7        |
| 10       | 2,0   | 35-65      | ± 5        |
| 40       | 0,42  | 20-60      | ± 5        |
| 200      | 0,075 | 5-35       | ± 2        |

- A faixa de trabalho, definida a partir da curva granulométrica de projeto, deve obedecer à tolerância indicada para cada peneira na Tabela acima, porém sempre respeitando os limites da faixa granulométrica.

## 2.7 - Solo cal

A estabilização ou melhoria dos solos instáveis com adições de cal é uma das mais antigas técnicas empregadas pelo homem. Há exemplos encontrados ao sul da Itália, na Via Apia, entre a Posta Capena-Capua-Brindisi, construída no ano 312 a.C., e num trecho da muralha da China, datado de 228 a.C. A técnica foi reavivada nos anos 20 do século passado e hoje sua expressão pode ser medida pelo consumo de cal, em 1993, nos Estados Unidos ( $1,2 \times 10^6$  t/ano) e no Japão ( $0,5 \times 10^6$  t/ano).

Os Fundamentos da estabilização ou melhoria de solos com cal consiste em um sistema que se baseia na inter-relação de elementos presentes no solo, dos componentes do meio ambiente e da cal adicionada. O solo influi com seus constituintes principais: argilas e quartzo; já o meio ambiente exerce influência com os fatores temperatura, água e ar (anidrido carbônico); e a cal (hidratada ou virgem) com a expressão de seus teores de óxidos de cálcio e de magnésio.

Alguns dos mecanismos das reações envolvidas na estabilização ou na melhoria dos solos com a cal ainda não são bem conhecidos, mas sabe-se que no processo predominam os efeitos físicos e físico-químicos da interação da cal com o solo. A cal como produto resultante da calcinação em altas temperaturas de rochas carbonatadas existentes na superfície terrestre provoca reflexos quando em contato com o solo quanto à capacidade de troca iônica, à intensidade dos fenômenos de floculação/aglomeração, à variedade das reações pozolânicas e, por fim, à recarbonatação dos hidróxidos de cálcio e magnésio.

A reação cal/solo inicia-se quase imediatamente, devido à alteração do PH que o alcalino cal provoca no meio. Reações de floculação/aglomeração acontecem, em primeiro lugar, logo acompanhadas da troca iônica entre as argilas presentes no solo e a cal.

Assim, nessa ocasião, têm início as alterações das propriedades do solo, como o aumento da capacidade de suporte, redução da expansão/contração, melhoria da plasticidade e, também, da sensibilidade à água. Ocorrem, posteriormente, as reações pozolânicas: formação de compostos químicos silico-aluminosos pelo ataque da cal aos minerais argilosos e ao quartzo.

Ao mesmo tempo, acontecem os fenômenos de carbonatação devido ao ataque do anidridocarbônico (contido no ar e nas águas de infiltração) aos hidroxidados da cal, completando a química do processo. Essas alterações provocadas no solo pela adição da cal são influenciadas por fatores do meio ambiente, entre eles a temperatura, a composição do ar atmosférico (principalmente a quantidade de oxigênio e anidridocarbônico), a ação das águas emergentes do lençol freático e, finalmente, os esforços mecânicos realizados para obter a estabilização. O tempo de cura que é proporcionado à mistura, antes do seu recobrimento com capa selante, também exerce influência nessa relação.

Efeitos sobre as características do solo, com as reações citadas; a adição da cal aos solos argilosos provoca mudanças favoráveis quanto: a plasticidade, granulometria e aos limites de Atterberg (limites de plasticidade e liquidez e índice de plasticidade), e quanto a variação volumétrica em presença de água e a resistência suporte. Esses benefícios se dão devido a compactação, ao aumento

da densidade, ao teor de umidade ótimo, a retenção de água e a acidez do solo. (<http://www.piniweb.com.br/construcao/noticias/solo-cal-86743-1.asp>).

Por definição, sub-base e base de solo-cal são camadas constituídas de mistura artificial de solo com cal em proporções estabelecidas por dosagem experimental, que apresentam grande estabilidade e durabilidade quando adequadamente compactadas (DER-SP ET-DE-P00/005). Aplicado em camada de base ou sub-base de pavimento, com espessuras médias entre 10 cm e 20 cm. Devido à variabilidade intrínseca desse material, não se tem especificado valores de módulo de resiliência. Faz-se necessário a determinação do valor em laboratório.

Apresentam-se a seguir as principais características da mistura de solo-cal conforme norma do DER-SP - ET-DE-P00/005 - Base ou sub-base de solo-cal:

- A cal deve ser cal hidratada cálcica, com teor mínimo de 50% de cal solúvel ( $\text{CaO} + \text{CaOH}_2$ ) determinado conforme NBR 6473, e deve atender a NBR 7175.
- Água - deverá ser examinada sempre que houver dúvida sobre a sua sanidade, conforme NBR NM 137.
- Solo - devem ser executados os ensaios abaixo discriminados, com materiais coletados na pista ou na jazida. Os lotes para coleta de material devem corresponder a 1.500 m<sup>2</sup> de camada acabada.
- Os solos empregados devem ser os provenientes de ocorrências de materiais das áreas de empréstimo e jazidas. Devem ser argilosos e pertencer ao grupo LG' da classificação MCT conforme DER/SP M 196(4), ou grupo especificado no projeto de pavimento.
- 
- Mistura Solo-Cal
- A mistura de solo-cal deve ser dosada conforme os critérios estabelecidos em projeto, onde a porcentagem de cal a ser incorporada ao solo deve sempre ser determinada em relação a massa de solo seco, e deve apresentar as seguintes características:
  - -  $\text{CBR} \geq 60\%$  e expansão  $\leq 0,5\%$  na energia intermediária, conforme NBR 9895(5), ou os definidos em projeto para base do pavimento;
  - -  $\text{CBR} \geq 30\%$  e expansão  $\leq 1,0\%$  na energia intermediária, conforme NBR 9895(5), ou os definidos em projeto para sub-base do pavimento;
  - - possuir granulometria que no mínimo 60% passe na peneira de abertura de 2,0 mm.

#### Teor da Cal

- Define-se teor da cal em massa, a relação entre a massa da cal e a massa de solo seco, multiplicado por 100.

DNER ME-181(94) Solo estabilizados com cinza volante e cal hidratada - determinação da resistência à tração por compressão diametral

Esta norma prescreve o método para avaliação do efeito cimentante de materiais pozolânico na estabilização de solos, através da resistência à tração por compressão diametral versus teor de umidade da mistura. A correlação existente entre a massa específica aparente seca versus teor de umidade, refere-se a mistura compactada, que é constituída de solo, cinza volante e cal hidratada, sendo o solo fração que passa na # 1" (24,5 mm).

## 2.8 - Solo arenoso fino laterítico (SAFL)

O emprego de solo arenoso fino laterítico (SAFL) em bases de pavimentos econômicos no Estado de São Paulo, deve-se a vasta área de ocorrência, peculiaridades físicas e mecânicas referentes aos métodos classificatórios tradicionais de índices físicos, os aspectos econômicos e ambientais.

A extensão da rede de rodovias vicinais do DER-SP no ano de 2009 registrou a utilização de SAFL como base de pavimento em mais de 7.500 km de rodovias, equivalendo a aproximadamente 75% das rodovias vicinais do Estado de São Paulo, atestando a aceitação técnica das bases de pavimentos com SAFL.

As características de elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, baixa expansibilidade, coesão elevada e baixo coeficiente de sorção contribuem para a eficácia da utilização deste solo na engenharia rodoviária.

O volume de tráfego preconizado para uso de SAFL deve atender aos seguintes fatores: - VDM inicial  $\leq 1000$  veículos em um sentido, com no máximo 35% de veículos comerciais; e  $N \leq 106$  solicitações do eixo simples padrão de 80kN durante o período do projeto, usando SAFL com camada de rolamento de tratamento duplo ou triplo.

O SAFL abrange uma área de aproximadamente 65% do território nacional (Figura 56), sendo este o principal fator para que seja analisada sua utilização em bases de pavimentos econômicos. Portanto sua utilização está caracterizada pelo aproveitamento dos recursos naturais, por ser uma solução de baixo custo e devido à viabilização dos programas de rodovias vicinais.

Figura 56 - Ocorrência de SAFL no Brasil. <http://www.portaldetecnologia.com.br/wp-content/uploads/2010/02/Ocorr%C3%Aancia-de-Solos-Finos3.jpg>



Para a utilização do SAFL, o estudo adequado do solo e o uso de uma técnica construtiva satisfatória não garantem o sucesso desejado, outras condicionantes devem ser observadas, tais como: condições climáticas, volume de tráfego, geometria e a drenagem.

A primeira utilização de base SAFL no DER-SP ocorreu na Regional de Araraquara, em maio de 1967 com a construção de duas variantes de trânsito na Via Washington Luiz (SP-310) com cerca de 300 m. Cada (denominadas de Cambuy e Periquito). Projetadas e supervisionadas pelo Engo. Fernando Custódio Corrêa, ambas as variantes tinham como revestimento um tratamento superficial simples e teriam de funcionar por três meses e meio, até a construção do trecho definitivo. Após o término do prazo de utilização das variantes, foi constatado que estavam em perfeitas condições, isto encorajou a realização de outras experiências pela regional de Araraquara, utilizando bases com esse solo. Na designação desse tipo de solo, o termo fino foi incluído para não se confundir com os pedregulhos lateríticos, que possuem elevada percentagem da fração retida na peneira de 2,0 mm de abertura, às vezes, o SAFL é tão fino que praticamente não possui material retido na peneira de 0,42 mm de abertura.

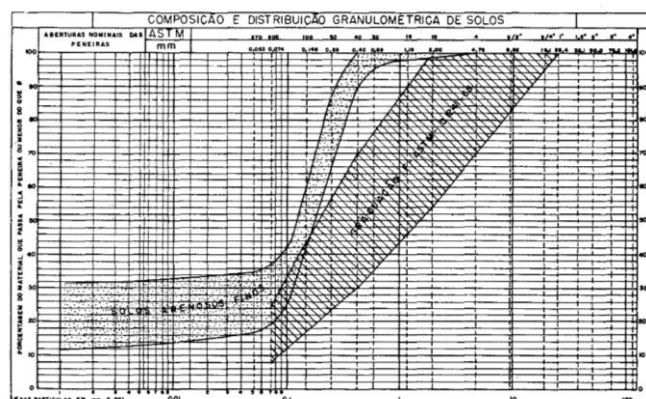
O DER-SP, devido ao sucesso do SAFL como base de rodovias vicinais, denominou pavimentos que possuíam esse tipo de solo como pavimento de baixo custo. O livro dos profs. Nogami e Villibor (1995) tem o título de Pavimento de Baixo Custo com Solos Lateríticos devido a essa denominação do DER-SP. Observe-se que por definição todo pavimento deve necessariamente ser econômico.

### 2.8.1 - Granulometria

Os solos arenosos finos pela própria definição possuem mais de 50% de fração areia, isto é, aquela fração que passa na peneira de 2,0 mm de abertura e fica retida na peneira n. 200 (abertura 0,075 mm). Além disso, a fração é predominantemente (muitas vezes exclusivamente) fina, ou seja, passa na peneira n. 40 (abertura 0,42 mm).

A má graduação de sua fração areia é uma de suas peculiaridades e segundo a conceituação adotada pela *Unified Soil Classification* (USC) possuem coeficiente de uniformidade ( $C_u$ ) variando geralmente, entre 1,8 a 2,5 e coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) inferior a 1. Segundo a conceituação acima descrita para que uma areia seja considerada bem graduada, o  $C_u < 5$  e  $C_c > 1$ . Nessas condições, a fração areia dos solos típicos de SP (SAFL) possuem areia mal graduada, (Figura 57).

Figura 57- Áreas de composição e distribuição granulométrica de solos, mal e bem graduadas



Outra peculiaridade desses tipos de solos reside na fração de argilo mineral (fração inferior a 0,075mm). Essa fração constituída basicamente por argila, sendo a fração silte, frequentemente inferior a 10%.

#### 2.8.2 - Mineralogia, Estrutura e Cor

A fração areia é constituída quase que integralmente de quartzo, com formatos arredondados e angulosos. É frequente a presença de película opaca recobrimdo parcialmente os grãos maiores, imprimindo à fração areia uma coloração peculiar - arroxeada, rósea, amarelada.

A fração argila examinada com difratometria de raios X tem revelado presença constante de caulinita, goetita (óxidos de ferro hidratado), óxido de ferro amorfo, quartzo e às vezes gibsitita (óxido de alumínio hidratado). Esse elenco mineralógico é sem dúvida uma característica peculiar desses tipos de solo.

Nas condições naturais em que esse tipo de solo se apresenta a macroestrutura predominantemente homogênea e porosa e possuem coloração após seca ao ar vermelho-amarelo e marrom. Na Tabela 11 estão apresentadas as características do SAFL, como se trata de um tipo de solo que teve sua primeira utilização no Estado de SP pelo DER-SP, é esse último que possui norma de especificação de base de SAFL - ET-DE-P00/015 - Sub-Base ou base de solo arenoso fino de comportamento laterítico - SAFL

Por definição, bases e sub-bases de solos arenosos finos de comportamento laterítico, SAFL, são camadas constituídas de solos de graduação fina, de comportamento laterítico e pertencentes aos grupos LA, LA' e LG' da classificação MCT. Possuem uma fração de mais de 50% retida na peneira de abertura 0,075mm, constituída de areia de grãos de quartzo, e quando compactados adequadamente, apresentam grande estabilidade, ET-DE-P00/015.

Aplicado em camada de base ou sub-base de pavimento, com espessuras médias entre 10 cm e 20 cm. O DER-SP na IP-DE-P00/001. - Especifica valores de módulo de resiliência para projeto de 100 MPa a 200 MPa.

Conforme a norma P00/015 - Sub-Base ou base de solo arenoso fino de comportamento laterítico, o solo deve satisfazer as seguintes exigências:

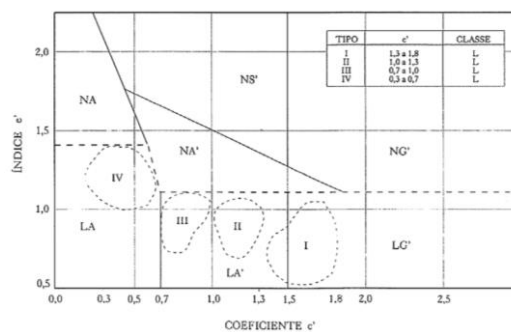
- Possuir as seguintes propriedades mecânicas e hidráulicas quando compactado na energia intermediária:
- - mini-CBR sem imersão  $\geq 40\%$ , conforme DER/SP M 192(1);
- - perda de suporte por imersão inferior a 50%, isto é, RIS  $\geq 50\%$ , ou seja:
- - expansão com sobrecarga padrão  $\leq 0,3\%$ , determinado conforme DER/SP M 192;
- - contração, Kc, entre 0,1% a 0,5%, determinada conforme DER/SP M 193, na umidade e densidade ótimas de compactação;

- -coeficiente de infiltração 10-2 cm/min<sup>1/2</sup> a 10-4 cm/min<sup>1/2</sup>, determinado conforme DER/SP M 194.
- Deve passar integralmente pela peneira de 2,00 mm de abertura ou possua porção pequena de material retida, cuja retirada não altere substancialmente as propriedades do solo, granulometria determinada conforme NBR 7181;
- Deve pertencer aos grupos LA, LA' e LG' da classificação MCT, através da compactação do M-MCV, conforme DER/SP M 191, e da perda de massa por imersão, de acordo com DER/SP M 197;

Sempre que possível, recomenda-se que seja obedecida a seguinte sequência de preferência de escolha dos tipos, (Figura 58):

- a) tipo I, com prioridade da subárea próxima à interface com tipo II,  $c'$  compreendido entre 1,3 a 1,8;
- b) tipo II, com prioridade da subárea próxima à interface com tipo I,  $c'$  compreendido entre 1,0 a 1,3;
- c) tipo III, com prioridade da subárea próxima à interface com tipo II,  $c'$  compreendido entre 0,7 a 1,0;
- d) tipo IV,  $c'$  compreendido entre 0,3 a 0,7 e  $e'$  maior que 1,0.

Figura 58 - Hierarquização dos SAFL de acordo com a Classificação MCT



## 2.9 - Concreto compactado a rolo - CCR

O material concreto compactado a rolo (CCR) normalmente tem sido especificado como camada de sub-base ou base de pavimento de concreto, como DNIT 056/2004 - ES Pavimento rígido - Sub-base de concreto de cimento Portland compactado com rolo - Especificação de serviço, DNIT 059/2004 - ES - Pavimento rígido - Pavimento de concreto de cimento Portland compactado com rolo - Especificação de serviço e ET-DE-P00/044 - Concreto compactado com rolo para sub-base ou base de pavimento de concreto de cimento Portland.

Concreto rolado para sub-base é um concreto simples para emprego em sub-base, com baixo consumo de cimento e consistência bastante seca, permitindo a compactação com rolos ou equipamento similar, definição conforme a norma: DNIT 056/2004 - ES - Pavimento rígido - Sub-base de concreto de cimento Portland compactado com rolo - Especificação de serviço. Aplicado em camada de sub-base de pavimento de concreto, com espessuras definida em projeto e função da dimensão máxima do agregado. O DER-SP na IP-DE-P00/001. - Especifica valores de módulo de resiliência para projeto de 7000 MPa a 22000 MPa.

A norma DNIT 056/2004 - ES especifica que:

- Cimento Portland qualquer tipo desde que atenda a especificação DNIT 050/2004 - EM
- Agregados miúdos e graúdos deverão atender DNER-EM 037 e 038, com especial atenção para os finos ( $< 0,075$  mm). Recomenda-se o emprego de pó de pedra na composição do concreto compactado a rolo.
- Água isenta de impurezas, conforme DNIT 036 e 037 (2004).
- Materiais para cura - a cura para a superfície da sub-base deverá ser realizada com pintura betuminosa, utilizando-se emulsões asfálticas catiônicas de ruptura média.
- Concreto - dosado em laboratório, com materiais disponíveis da obra, determinando a umidade ótima (w%) e massa específica aparente seca máxima ( $\gamma_s$ ) para a energia compatível com os equipamentos de compactação a utilizar na execução da sub-base e resistência à compressão exigida nesta norma.
- O concreto deverá apresentar as seguintes características:
- Resistência característica à compressão (Fck) aos 7 dias em cps cilíndricos e rompidos conforme norma ABNT NBR 5739 - Fck = 5,0 MPa.
- Consumo de cimento - 80 kg/m<sup>3</sup> a 120 kg/m<sup>3</sup>.
- A dimensão máxima característica do agregado no concreto não deverá exceder 1/3 da espessura da sub-base ou 50 mm, obedecendo ao menor valor.

A granulometria da mistura de agregados deverá atender a faixa determinada pela equação 2:

$$y = \left\{ \left( \frac{d}{D_{máx}} \right)^{1/3} \right\} * 100 \quad (2)$$

Onde: Y = % que passa

d = abertura da peneira (mm)

D<sub>máx</sub> = tamanho máximo característico do agregado no concreto (mm)

É apresentado na Figura 59 abaixo as distribuições granulométricas, considerando a equação 2 acima para os diâmetros máximos: 38 mm, 25 mm e 19 mm.

Figura 59 - Distribuições granulométricas para diâmetro máximo 38 mm, 25 mm e 19 mm.

| Peneiras |       | Diâmetro máximo do agregado (mm) |     |     |
|----------|-------|----------------------------------|-----|-----|
| n.       | (mm)  | 38                               | 25  | 19  |
| 1 1/2"   | 38    | 100                              | -   | -   |
| 1"       | 25    | 87                               | 100 | -   |
| 3/4"     | 19    | 79                               | 91  | 100 |
| 1/2"     | 12,5  | 69                               | 79  | 87  |
| 3/8"     | 9,5   | 63                               | 72  | 79  |
| 1/4"     | 6,3   | 55                               | 63  | 69  |
| 4        | 4,8   | 50                               | 58  | 63  |
| 8        | 2,4   | 40                               | 46  | 50  |
| 16       | 1,2   | 32                               | 36  | 40  |
| 30       | 0,6   | 25                               | 29  | 32  |
| 60       | 0,3   | 20                               | 23  | 25  |
| 100      | 0,15  | 16                               | 18  | 20  |
| 200      | 0,075 | 13                               | 14  | 16  |

O grau de compactação em relação a densidade máxima teórica do CCR deverá ter  $GC \geq 98\%$ . A DMT do CCR é a soma dos pesos dos materiais, inclusive da água e dos aditivos, para a obtenção de 1 m<sup>3</sup> deste concreto. Neste cálculo deve-se considerar como nulo o índice de vazios no CCR, após compactado.

A seguir é apresentado as características da camada do Pavimento rígido de cimento Portland compactado a rolo.

- Sub-Base - O pavimento de concreto compactado a rolo deverá se assentar sobre uma sub-base, executada com o material e na espessura definida em projeto, que não deverá apresentar expansibilidade nem ser bambeável, assegurando ao pavimento um suporte uniforme ao longo do tempo.
- Concreto rolado para pavimento - Concreto simples para emprego em pavimento, como revestimento e base, de consistência bastante seca ("no slump") permitindo a compactação com rolos compressores ou equipamento similar. DNIT 059/2004 - ES.

Aplicado em camada de base de pavimento de concreto que responde também como camada de rolamento.

O concreto do pavimento é um concreto de consistência seca, não armado, que desempenha simultaneamente as funções de base e de revestimento. A sua composição deve ser determinada por método racional, de modo a obter-se com os materiais disponíveis, uma mistura fresca, de trabalhabilidade adequada, para ser compactada com rolo liso vibratório, resultando em produto endurecido com grau de compactação e resistência à compressão exigida por esta norma.

O órgão DNIT através de sua norma 059/2004 - ES especifica que:

- Cimento e agregado seguem a mesma especificação de norma DNIT 056/2004-SE.
- Água deve atender as características da Tabela 7:

Tabela 7- Características da água para utilização em CCR

| Fatores                                          | Limites   |
|--------------------------------------------------|-----------|
| PH                                               | 5 a 6     |
| Matéria orgânica, expressa em oxigênio consumido | 3 mg/l    |
| Resíduo sólido                                   | 5000 mg/l |
| Sulfatos, expressos em íons $SO_4$               | 600 mg/l  |
| Cloretos, expressos em íons Cl                   | 1000 mg/l |
| Açúcar                                           | 5 mg/l    |

- Aditivo retardador de pega conforme especificado na norma NBR 11768.
- Materiais utilizados na cura do concreto: água, tecidos de juta, cânhamo ou algodão, lençol plástico, lençol de papel betumado ou alcatroado compostos químicos líquidos capazes de formar uma película plástica ou pintura betuminosa, utilizando-se emulsões asfálticas catiônicas de ruptura rápida. Os compostos líquidos deverão ser a base de PVA. Os tecidos deverão ser limpos, absorventes, sem furos ou rasgões e, quando secos, pesar um mínimo de 200 g/m<sup>2</sup>.
- Película isolante impermeável:
- Membrana plástica, flexível, com espessura entre 0,2 mm e 0,3 mm;
- Papel tipo Kraft betumado, com gramatura mínima de 200 g/m<sup>2</sup>, pré impregnado de asfalto com 60 g/m<sup>2</sup>.
- Ou pintura betuminosa executada com emulsões asfálticas catiônicas de ruptura média com taxa de aplicação de 0,8 l/m<sup>2</sup> a 1,6 l/m<sup>2</sup>.
- Material selante de junta e material de enchimento de junta de dilatação:
- Fibras trabalhadas, cortiça, borracha esponjosa, poliestireno ou pinho sem nó.
- Concreto - deverá ser rolado, projetado em laboratório com existência aos 28 dias de forma a atender as especificações de projeto;
- Consumo de cimento necessário para atender as exigências de resistência e não inferior a 200 kg/m<sup>3</sup>
- Índice VeBe entre 25s e 35 s.
- Dimensão máxima do agregado não exceder 1/3 da espessura da camada.

- Granulometria conforme. Especificado na norma DNIT 056/2004 - ES.
- Gc conforme norma DNIT 056/2004 - ES.

O DER-SP, através da norma ET-DE-P00/044 - Concreto compactado com rolo para sub-base ou base de pavimento de concreto de cimento Portland especifica que:

- O cimento empregado deve atender a especificação de material DNER EM 036, para recebimento e aceitação do material, devem ser empregados as normas:

- - NBR 5732(2) - cimento Portland comum;
- - NBR 11578(3) - cimento Portland composto;
- - NBR 5735(4) - cimento Portland de alto-forno;
- - NBR 5736(5) - cimento Portland pozolânico.
- Os agregados devem ser constituídos de grãos duráveis, limpos, isentos de matéria orgânica, torrões de argila e outras substâncias prejudiciais à hidratação do cimento e devem atender às exigências da NBR 7211 e ter dimensão máxima característica de 25 mm. Os agregados graúdos que podem ser utilizados são: pedra britada, seixo rolado e cascalho.
- O agregado miúdo deve ser isento de matéria orgânica, torrões de argila e outras substâncias prejudiciais à hidratação do cimento.
- A água de amassamento deve estar isenta de matéria orgânica ou outras substâncias prejudiciais à hidratação do cimento. Deve atender aos requisitos estabelecidos pela NBR NM 137
- O concreto compactado com rolo deve ser dosado por método racional em laboratório e deve atender aos seguintes requisitos:
  - a) possuir consumo mínimo de cimento entre 85 kg/m<sup>3</sup> a 120 kg/m<sup>3</sup>;
  - b) possuir resistência característica à compressão simples aos 28 dias de cura, que atenda a resistência definida em projeto para estrutura do pavimento. A resistência compressão simples deve ser determinada conforme NBR 5739;
- Deve-se estabelecer uma curva granulometria do projeto da mistura em função dos materiais utilizados e a respectiva faixa de trabalho definida pela tolerância da abertura das peneiras

## 2.10 - Solo brita cimento (SBC)

Solo-brita-cimento (SBC) é o produto resultante da mistura, em usina, de solo, pedra britada, cimento Portland, água e, eventualmente, aditivos, em proporções determinadas experimentalmente. Após misturação, compactação e cura, a mistura adquire propriedades físicas específicas para atuar como camada de base ou sub-base de pavimentos. A especificação técnica do DER-SP ET-DE-P00/007 (2006) - Sub-base ou base de solo brita cimento e a norma DNIT 142:2022 - ES - Pavimentação - Base de solo melhorado com cimento - Especificação de serviço.

Na norma do DNIT não traz, explicitamente, a especificação da mistura SBC, entretanto, permite a adição de brita (fração > 2,0 mm) não obrigatoriamente, se enquadrar em uma das faixas especificadas pelo órgão, desde que a mistura atenda as especificações de resistência.

SBC é um tipo de material bastante empregado em camadas de base, principalmente, nas rodovias gerenciadas pelo DER de São Paulo. Parte do sucesso do SBC está nas peculiaridades do solo utilizado e bom desempenho do solo cimento, que também está associado ao tipo de solo, essa boa característica do solo estendeu-se à mistura de SBC.

Aplicado em camada de base de pavimento com espessuras superior a 12 cm e nunca superior a 20 cm. Caso se deseje espessuras superiores essas devem ser executadas em camadas de até 20 cm.

### 2.10.1 Dosagem de SBC

DER-SP ET-DE-P00/007 - Sub-Base ou Base de Solo-Brita-Cimento, especifica as características dos solos, provenientes de ocorrências de materiais das áreas de empréstimo e jazidas:

- Os finos dos solos, isto é, com diâmetro inferior a 0,42 mm devem satisfazer as seguintes condições:
  - ter limite de liquidez inferior a 40%, determinado conforme ABNT NBR 6459:1994;
  - ter índice de plasticidade inferior a 18%.
- A granulometria do material deve atender os requisitos apresentados na Figura 60

Figura 60 - Granulometria do solo para emprego na mistura de solo-brita-cimento

| Peneiras |       | % que Passa | Tolerância |
|----------|-------|-------------|------------|
| n.       | (mm)  |             |            |
| 2"       | 50,8  | 100         |            |
| 4        | 4,8   | 50 - 100    | ±5%        |
| 40       | 0,42  | 15 - 100    | ±2%        |
| 200      | 0,075 | 5 - 35      | ±2%        |

- Não deve conter matéria orgânica e outras impurezas nocivas.

Com referência aos agregados, a mesma norma recomenda que a brita deve ser obtida de agregado pétreo britado, classificada de acordo com ABNT NBR 7225:2009, pode ser constituída de pedra 1, pedra 2, pedrisco ou composição destas. Deve possuir as seguintes características:

- Os agregados utilizados obtidos a partir da britagem e classificação de rocha sã devem ser constituídos por fragmentos duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração, assim como de outras substâncias ou contaminações prejudiciais.
- A granulometria da brita deve ser tal que passe 100% na peneira de 38,0 mm (1" e  $\frac{1}{2}$ ");
- O desgaste no ensaio de abrasão Los Angeles, conforme NBR NM 51, deve ser inferior a 50%;
- A perda no ensaio de durabilidade, conforme DNER ME 089, em cinco ciclos, com solução de sulfato de sódio, deve ser inferior a 20%;
- Índice de forma superior a 0,5 e porcentagem de partículas lamelares inferior a 10%, conforme ABNT NBR 6459:1994.

O cimento empregado deve atender a especificação de material DNER EM 036(6), para recebimento e aceitação do material. Podem ser empregados:

- Cimento Portland comum - ABNT NBR 5732:2018;
- Cimento Portland de alto-forno - ABNT NBR 5735:2018;
- Cimento Portland pozolânico - ABNT NBR 5736:1991.

A água deve ser isenta de teores nocivos de sais, ácidos, álcalis, de matéria orgânica ou outras substâncias prejudiciais. Deve atender aos requisitos estabelecidos pela NBR NM 137

A mistura de solo-brita-cimento deve ser dosada conforme os critérios estabelecidos em projeto, onde a porcentagem dos materiais integrantes da mistura deve sempre ser determinada em relação a massa total da mistura. A dosagem da mistura de solo-brita-cimento deve atender aos seguintes requisitos:

- A porcentagem máxima em peso de solo seco a incorporar à mistura é 40%;
- A curva granulométrica de projeto da mistura deve enquadrar-se na faixa granulométrica da Tabela abaixo;
- A faixa de trabalho, definida a partir da curva granulométrica de projeto, deve obedecer à tolerância indicada para cada peneira (Figura 61), porém, respeitando os limites da faixa granulométrica;

Figura 61 - Faixa granulométrica da mistura de solo-brita-cimento

| Peneiras |       | % que Passa |         | Tolerância |
|----------|-------|-------------|---------|------------|
| n.       | (mm)  | I           | II      |            |
| 2"       | 50,8  | 100         | 100     |            |
| 1"       | 25,4  | -           | 75 - 95 | ±7%        |
| 3/8"     | 9,5   | 30 - 65     | 40 - 75 | ±7%        |
| 4        | 4,8   | 25 - 55     | 30 - 60 | ±5%        |
| 10       |       | 15 - 40     | 20 - 45 | ±5%        |
| 40       | 0,42  | 8 - 20      | 15 - 30 | ±5%        |
| 200      | 0,075 | 2 - 8       | 5 - 15  | ±2%        |

- Porcentagem em massa de cimento a ser incorporada na mistura, isto é, o teor de cimento deve ser fixado de modo a atender a resistência à compressão simples e a tração no ensaio de compressão diametral, ambas aos 28 dias, especificadas no projeto da estrutura do pavimento.

**Definições:**

Define-se teor de cimento em massa como sendo a relação entre a massa de cimento e a massa total da mistura, multiplicado por 100.

**2.101.2 Controle Tecnológico**

O controle tecnológico deve ser executado com os materiais constituintes da mistura de SBC: solo, brita, cimento e água.

Quanto à produção da mistura de SBC, devem ser controlados:

- Granulometria da mistura por jornada de 8h de trabalho
- Teor de cimento por jornada de 8h de trabalho na usina. A coleta de material sem cimento na correia transportadora e a coleta da mistura SBC na correia de descarga. Ambas as coletas devem ocorrer com o mesmo intervalo.

Controle de execução

- Teor de umidade pelo método da frigideira, para cada 150 m<sup>2</sup> (-2% - +1%)
- Resistência à compressão simples conforme ABNT NBR 5379:2018 da mistura coletada na pista antes da compactação. Aos 7 dias de cura para cada 750 m<sup>2</sup> e aos 28 dias de cura para cada 250 m<sup>2</sup>. Moldagem de dois corpos de prova.
- Resistência à tração por compressão diametral da mistura coletada na pista antes da compactação. Aos 28 dias de cura para cada 250 m<sup>2</sup>. Moldagem de dois corpos de prova.
- Curva de compactação na energia intermediária da mistura coletada na pista antes da compactação para cada 350 m<sup>2</sup>.
- Grau de compactação para cada 150 m<sup>2</sup>
- Início de final da compactação inferior a 2h.

Controle geométrico e de acabamento da espessura e cotas, larguras e alinhamento e do acabamento da superfície.

Os valores dos parâmetros de compressão simples e resistência à tração por compressão diametral da mistura de SBC são especificados pelas projetistas. Na norma do DNIT 142:2022 especifica ainda o emprego do parâmetro de módulo de resiliência.

Atualmente, dentre os três parâmetros, o que tem recebido maior atenção é o de resistência à tração por compressão diametral. Na Tabela 8 estão apresentados os limites dos parâmetros, normalmente, especificados pelas projetistas. Registra-se que os limites apresentados na Tabela 7 referem-se a mistura de SBC empregada como camada de base.

Tabela 8 – Limites dos parâmetros de compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e módulo de resiliência de mistura de SBC para base

| Mistura            | Parâmetros               |                                                     |                             |
|--------------------|--------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------|
|                    | Compressão simples (MPa) | Resistência à tração por compressão diametral (MPa) | Módulo de resiliência (MPa) |
| Solo brita cimento | 2,8 a 3,2 (7 dias)       | $\geq 0,45$ (28 dias)                               | $\geq 4.000$ (28 dias)      |

### 2.11 - Areia

Conforme classificação ABNT NBR 6502 (1995), a fração areia são partículas variando de 0,02 mm a 2 mm. A faixa areia ainda se subdivide em três: areia grossa: 0,6 mm a 2 mm, areia média 0,06 mm a 0,6 mm e areia fina fração compreendida entre 0,02 mm e 0,06 mm, na Tabela 9 é apresentado a classificação por diâmetros de todos os materiais classificados pela norma.

Tabela 9 - Dimensões dos grãos dos solos conforme ABNT NBR 6502 (1995)

| Fração       | Limites definidos (mm) |
|--------------|------------------------|
| Matacão      | $200 < \phi < 1000$    |
| Pedra de mão | $60 < \phi < 200$      |
| Pedregulho   | $2 < \phi < 60$        |
| Areia grossa | $0,6 < \phi < 2$       |
| Areia média  | $0,06 < \phi < 0,6$    |
| Areia fina   | $0,02 < \phi < 0,06$   |
| Silte        | $0,002 < \phi < 0,02$  |
| Argila       | $\phi < 0,002$         |

Observe-se que não só a fração define um dado material, mas, também a característica mineralógica do grão. Os grãos de areia são constituídos basicamente de quartzo.

Sabe-se que materiais não coesivos, como é o caso, trabalham melhores quando confinados, entretanto, mesmo confinada, a areia não se apresenta como um material com resistência satisfatória para ser utilizada como camada convencional de pavimento de características flexíveis.

Normalmente, não se emprega areia em camadas de pavimentos flexíveis, devido às más características resilientes. Já em pavimentos de concreto, a camada de sub-base, aquela que recebe diretamente a camada de base, que concomitantemente, exerce também a função de camada de rolamento, é recomendada o emprego de uma camada de areia. Para essa camada de sub-base o DNIT 056/2004 - ES Pavimento rígido - Sub-base de concreto de cimento Portland compactado com rolo - Especificação de serviço - especifica o emprego de CCR na camada de sub-base.

Tem-se utilizado o emprego de um colchão de areia como camada de base para revestimento de pavimento poliédrico, nesse caso, a areia confinada responde satisfatoriamente. A densificação de

materiais não coesivos, no caso areia, é feita na condição saturada e por vibração e o controle se dá pelo índice de compactação relativa.

### **2.12 - Reciclado de construção e demolição - RCD**

A especificação técnica: PMSP/SP ETS - 001/2003 - Camadas de reforço do subleito, sub-base e base mista de pavimento com agregado reciclado de resíduos sólidos da construção civil, classifica os materiais denominado de reciclado de construção e demolição RCD, também chamado de resíduo sólido de construção civil em três tipos:

1. resíduos sólidos cerâmicos de construção civil: constituídos predominantemente (acima de 70% em massa) de materiais cerâmicos, tais como peças ou fragmentos de tijolos, telhas, manilhas, blocos, revestimentos e assemelhados, confeccionados com argila, submetidos à queima;
2. resíduos sólidos cimentícios de construção civil: constituídos predominantemente (acima de 70% em massa) de materiais compostos por areias com aglomerantes, argamassas, concretos endurecidos, artefatos ou fragmentos de concreto ou argamassa de cimento, tais como blocos, lajes, e lajotas, vigas, colunas e assemelhados, tendo como material constitutivos básicos às areis, os agregados pétreos, cimentos e cales; e,
3. resíduos sólidos mistos de construção civil: constituídos predominantemente (acima de 70% em massa) dos materiais descritos nos itens 1 e 2.

Os requisitos necessários que o RCD deve apresentar para serem empregados em camadas de reforço do subleito, sub-base ou base mista estão elencados a seguir:

- Os agregados utilizados, obtidos a partir da britagem e classificação de resíduos sólidos de construção civil deverão ser constituídos por fragmentos duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração, e de outras substâncias ou contaminações prejudiciais;
- O agregado reciclado deverá apresentar curva granulométrica contínua e bem graduada, com coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) compreendido entre 1 e 3 e coeficiente de uniformidade ( $C_u$ )  $\geq 10$ ;
- A porcentagem que passa na # 0,42 mm de abertura (n. 40) deverá ficar entre 10% e 30%;
- Os agregados reciclados são classificados quanto ao tipo de emprego possível na execução de camadas de pavimentos, segundo parâmetros de índice de suporte Califórnia (CBR), conforme discriminado abaixo:
  - i. material destino a reforço do subleito: CBR  $\geq 12\%$ , expansão  $\leq 1,0\%$  - energia de compactação normal;
  - ii. material destino a sub-base: CBR  $\geq 20\%$ , expansão  $\leq 1,0\%$  - energia de compactação intermediária;

- iii. material destino a base mista de pavimento  $CBR \geq 60\%$ , expansão  $\leq 0,5\%$  - energia de compactação intermediária. Será permitido o uso como material de base mista somente para vias de tráfego com  $N \leq 10^5$  repetições do eixo padrão de 80 kN no período de projeto.
- No caso de materiais que não atendam às exigências do item anterior, estes poderão ser estabilizados granulometricamente ou quimicamente. No caso de adição de cimento e/ou cal hidratada, o material deverá ser submetido ao ensaio de resistência à compressão simples, após 7 dias de cura e apresentar resistência de no mínimo 2,1 MPa, em corpos de prova moldados na energia de compactação especificada.
  - Para o agregado graúdo, fração retida na # 4,8 mm de abertura (n. 4), a porcentagem de grãos de forma lamelar, obtida nas amostras de ensaios não poderá ser superior a 30% e a determinação da forma lamelar dos grãos será feita conforme a equação 3 abaixo:

$$\lambda + 1,25g \geq 6e \quad (3)$$

Onde:  $\lambda$  = maior dimensão do grão entre dois planos paralelos

$g$  = a média das aberturas de duas peneiras de malhas quadradas, entre as quais fica retido o grão; e,

$e$  = afastamento mínimo entre dois planos paralelos, entre os quais pode ficar contido o grão

- Diâmetro máximo dos grãos: 50 mm;
- Materiais indesejáveis de características distintas: máximo de 3% em massa;
- Materiais indesejáveis de mesma característica: máximo de 2% em massa;
- Não serão permitidos materiais indesejáveis nocivos ao meio ambiente ou à saúde do trabalhador.

A NBR 15115 (2004) - Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil - Execução de camadas de pavimentação - Procedimentos. Apresenta as características que o RCD deve apresentar para ser empregado como camada de base e sub-base de pavimento. As recomendações são as mesmas apresentadas na especificação técnica: PMSP/SP ETS - 001/2003 descrita acima.

ABNT-NBR - 15116(2004) - Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil - Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural - Requisitos. Essa norma particulariza com mais detalhes o beneficiamento dos materiais reciclados.

### **2.13 - Escória de aciaria (ACERITA ®)**

Por definição seria escória de alto forno o resíduo da fabricação do ferro gusa e escória de aciaria o resíduo da obtenção do aço.

Duas normas do DNIT têm especificado o uso da escória de aciaria (ACERITA®) em camadas de pavimento: DNIT 114/2009 - ES - Pavimentação rodoviária - Sub-base estabilizada granulometricamente com escória de aciaria - ACERITA® - Especificação de Serviço e DNIT 115/2009 - ES - Pavimentação rodoviária - Base estabilizada granulometricamente com escória de aciaria - ACERITA® - Especificação de serviço.

Observe-se que essas duas normas especificam escória de aciaria-LD, obtida pelo processo Linz-Donawitz ou LD. É o processo mais comum para a produção de aço, como um material patenteado - produzida pela ARCELORMITTAL - TUBARÃO, com redução de expansão denominada de ACERITA®.

A norma DNIT 114/2009 - ES - Pavimentação rodoviária - Sub-base estabilizada granulometricamente com escória de aciaria - ACERITA® - Especificação de Serviço, apresenta as principais características da escória de aciaria - ACERITA para emprego em base e sub-base de pavimentos, como camada granular de pavimentação como camada de subleito ou reforço do subleito, devidamente regularizada e compactada. Espessuras entre 10 cm e 20 cm.

- Composição granulométrica satisfazendo a faixa apresentada na Figura 62;

Figura 62 - Faixa granulométrica da escória de aciaria

| Peneira |       | % em peso<br>passado | Tolerância |
|---------|-------|----------------------|------------|
| n.      | (mm)  |                      |            |
| 1"      | 25,4  | 100                  | ±7%        |
| 3/8"    | 9,5   | 50 - 85              | ±7%        |
| 4       | 4,76  | 35 - 65              | ±5%        |
| 10      | 2     | 25 - 50              | ±5%        |
| 40      | 0,42  | 15 - 30              | ±2%        |
| 200     | 0,075 | 5 - 15               | ±2%        |

- Índice de suporte Califórnia superior a 60%;
- Loa Angeles inferior a 40%;
- Média do potencial de expansão de 3 corpos de prova, medido pelo ensaio definido pela norma DNIT 113/2009-ME - deve apresentar valor inferior a 3%
- Módulo de resiliência  $\geq$  300 MPa.

Essa norma especifica as características do solo a ser utilizado para a estabilização:

- O solo deve ser de comportamento laterítico, atendendo aos grupos: LA, LA' e LG' da classificação MCT.
- Composição granulométrica conforme do solo,
- 
- Figura 63

Figura 63 - Faixa granulométrica do solo para emprego na estabilização granulométrica da escória de aciaria.

| Peneira |       | % em peso passado |
|---------|-------|-------------------|
| n.      | (mm)  |                   |
| 1"      | 25,4  | 100               |
| 3/8"    | 9,5   | 90 - 100          |
| 4       | 4,76  | 89 - 99           |
| 10      | 2     | 85 - 97           |
| 40      | 0,42  | 63 - 80           |
| 100     | 0,15  | 52 - 67           |
| 200     | 0,075 | 45 - 65           |

A norma DNIT 114/2009-ES, aponta as propriedades da mistura de escoria de aciaria - ACERITA e solo,

- Granulometria deve necessariamente atender as distribuições granulométricas da faixa A ou faixa B, conforme Figura 64;

Figura 64 - Faixas granulométricas das misturas de solo + escória de aciaria

| Peneira |       | % em peso passado |          | Tolerância |
|---------|-------|-------------------|----------|------------|
| n.      | (mm)  | A                 | B        |            |
| 1"      | 25,4  | 100               | 100      | ±7%        |
| 3/8"    | 9,5   | 50 - 85           | 60 - 100 | ±7%        |
| 4       | 4,76  | 35 - 65           | 50 - 85  | ±5%        |
| 10      | 2     | 25 - 50           | 40 - 70  | ±5%        |
| 40      | 0,42  | 15 - 30           | 25 - 50  | ±2%        |
| 200     | 0,075 | 5 - 15            | 10 - 35  | ±2%        |

- Índice de suporte Califórnia superior a 20% e expansão inferior a 1%
- Média do potencial de expansão de 3 corpos de prova da mistura, medido pelo ensaio definido pela norma DNIT 113/2009-ME - deve apresentar valor inferior a 1,5%
- A água deve ser isenta de teores nocivos de sais, ácidos, álcalis ou matéria orgânica e outras substâncias prejudiciais.

Escoria de aciaria - Acerita - para base de pavimentos, com a norma DNIT 115/2009 - ES especifica que:

- Índice de suporte Califórnia somente da escória deve ser superior a 80%;
- O índice de suporte da mistura deve ser superior a 60% e expansão menor que 0,5%
- Os demais tópicos são os mesmos apresentados na especificação de sub-base descritos acima

### 2.13.1 Expansibilidade da escória

**Aciaria** é a unidade de uma usina siderúrgica onde existem máquinas e equipamentos voltados para o processo de transformar o ferro gusa em diferentes tipos de aço.

O principal destes equipamentos é o convertedor, que é um tipo de forno, revestido com tijolos refratários e que transforma o ferro gusa e a sucata em aço. Uma lança sopra oxigênio em alta pressão para o interior do forno, produzindo reações químicas que separam as impurezas, como os gases e a escória. A principal reação química no convertedor ocorre entre o oxigênio injetado e o carbono presente no ferro gusa, gerando gases que são eliminados no convertedor. Estes gases se combinam e retiram o carbono do ferro gusa, dando origem ao aço. (

Algumas aplicações da escória de aciaria, em virtude do seu alto teor de ferro, podem ser identificadas, como, por exemplo, adição na produção do cimento Portland férrico. É possível, ainda, o emprego da escória de aciaria em lastro ferroviário, na produção de revestimento asfáltico (em conjunto com a escória de alto-forno), na produção de drenos, canaletas e pavimentos pré-moldados de concreto, na proteção de taludes, na construção de estacionamentos e pátios industriais e em pavimentos de estradas vicinais.

O uso mais expressivo das escórias de aciaria é como base para pavimentação e a sua maior limitação é a expansibilidade, devido à presença, principalmente, de óxidos de cálcio e de magnésio (periclásio) livres. Existem tratamentos que podem ser utilizados para reduzir o efeito expansivo desses óxidos <sup>6</sup>

A medida mais simples, para a estabilização volumétrica da escória de aciaria, é a exposição prolongada da escória solidificada ao tempo. Este processo é acelerado quando se utilizam molhagem e aeração durante o processo.

É apresentado na norma DNIT 113/2009 - ME - Pavimentação rodoviária - Agregado artificial - Avaliação do potencial de expansão de escória de aciaria - Método de ensaio, o procedimento laboratorial para determinação da estabilidade da escória de aciaria quanto a expansibilidade.

O procedimento consiste basicamente:

- i. Moldagem de 3 corpos de prova no molde CBR na energia modificada, um abaixo da umidade ótima, um acima e outro no teor ótimo;
- ii. Imergir os moldes + colarinho + prato perfurado + pesos anelares em um recipiente com água a 38 °C;
- iii. Em seguida colocar o conjunto em estufa a 71 °C por 7 dias;

---

<sup>6</sup> <https://www.scielo.br/j/rmat/a/K7785TVZzPvtFFTRQ3fTnbn/>

- iv. Remover a água do recipiente e manter o conjunto na estufa a mesma temperatura por mais 7 dias. Cuidados para manter o corpo de prova sempre saturado;
- v. Destorroar o corpo de prova verificando se houve alguma formação cristalina na superfície das partículas da escória.

Leituras da expansão deverão ser efetuadas de no mínimo um por dia, preferencialmente, no mesmo horário. O resultado é apresentado em uma curva da expansão x tempo de ensaio.

### **2.14 - Escória de alto forno**

O emprego de escória de alto forno como camadas de pavimentos está especificado na norma DNER-EM 260/94 - Escória de alto forno para pavimentos rodoviários.

Essa norma, mais antiga (1994) se compara com as normas que especificam o emprego de escoria de aciaria ACERITA (2009). Entretanto, como não foi revogada, pode ser empregada para o uso de escória de alto forno como camada de pavimento. A norma registra que a utilização de escórias siderúrgicas: tanto de alto forno como de aciaria, ocorre que já existe as normas DNIT 114/2009 e DNIT 115/2009, que preconizam o emprego da ACERITA. Assim, será tratada aqui somente a escória de alto forno.

A seguir estão apresentadas as exigências para caracterizar a escória de alto forno (escória de resultante da fabricação do ferro gusa) para emprego como camada de pavimento.

- Escória de alto forno granulada - obtida pelo processo de resfriamento rápido, com diâmetro +máximo de 5 mm, 95% em peso passante na # 4,8 mm de abertura.
- Escória de alto forno não granulada - obtida pelo processo de resfriamento lento, aspecto vítreo e sem distribuição granulométrica definida.
- Escória britada -O escória que foi submetida a um processo de cominuição
- Escória britada graduada - processo de cominuição de forma a atender a uma distribuição granulométrica
- As escórias britadas devem ser as escórias de alto forno resfriadas ao ar - processo lento (não granuladas) e devem consistir de fragmentos angulares, razoavelmente uniformes quanto a massa específica e qualidade e isentas de grãos lamelares, impurezas ou outros materiais indesejáveis.
- A composição granulométrica da escória de alto forno não granulada para emprego em bases e sub-base deve manter na proporção de 40% na faixa de 12,7 mm e 60% na faixa de 12,7 mm a 50,8 mm e devem atender a distribuição granulométrica de projeto;
- A granulometria da escória de alto forno não granulada destinada a revestimento deverá ser função de estudo em laboratório, para atendimento das características exigidas em projeto; e,

- As escórias de alto forno granuladas, por sua granulometria, são comparáveis aos agregados miúdos (ex. Areia), com propriedades hidráulicas (de cimentação), devendo ser testadas em laboratório para avaliação de seu desempenho, em conformidade com as normas vigentes de agregado miúdo.

As características da escória alto forno não granuladas devem possuir:

- Absorção de água de 1% a 3%
- Massa específica real de 2 g/cm<sup>3</sup> a 3 g/cm<sup>3</sup>;
- Massa específica aparente de 1,1 g/cm<sup>3</sup> a 1,24 g/cm<sup>3</sup>;
- Desgaste no ensaio de Los Angeles menor que 35%, e,
- Durabilidade ao sulfato de sódio de 5 ciclos de 0% a 5%

#### QUESTIONÁRIO PREPARATÓRIO PARA A PROVA P1

- Qual finalidade de se determinar o índice de forma de agregados de uma camada de BGS?
- O que o ensaio de EA indica?
- O que implica, no desempenho de uma dada camada, em utilizar um material com EA inferior ao especificado?
- O que indica o ensaio de Abrasão Los Angeles
- Em que condições pode-se utilizar um material com índice de LA superior ao especificado?
- No ensaio de sanidade o que é indicado?
- Qual a concepção do ensaio de sanidade?
- Qual a importância de ter uma distribuição granulométrica bem graduada para o material BGS?
- Qual o valor de módulo de resiliência, inicialmente estimado para a BGS e esse valor está associado a que parâmetros?
- Qual o valor de CBR e expansão especificado para a BGS e qual energia de compactação é utilizada e por quê?
- Qual teor de cimento, normalmente, é empregado na BGTC?
- Quais valores de MR, normalmente, é estimado para a BGTC?
- Quais as limitações da BGTC?
- Qual a denominação da estrutura de pavimentos que tem aplicação da BGTC como camada de sub-base?
- Por que o macadame hidráulico não é considerado um material e sim um procedimento construtivo?
- O que é camada de bloqueio e qual a sua função?
- Qual a diferença entre macadame hidráulico e macadame seco?
- Qual a diferença entre solo melhorado com cimento e solo cimento?
- Quando se utiliza solo melhorado com cimento e o solo cimento?
- No processo de dosagem de solo cimento, qual parâmetro é o adotado para a escolha do teor de cimento e qual parâmetro também é utilizado, sendo esse, entretanto, não normalizado?
- Quais tipos de solo são os mais indicados para estabilização com cal e por quê?
- Qual finalidade do uso da cal além de ganho de resistência?
- Quais os tipos de estabilização granulométrica?
- Dentre os tipos de estabilização granulométrica qual apresenta maior interação com a parcela fina?
- Qual a proporção entre solo e brita ideal de forma a resultar em uma mistura, após compactada, com maior estabilidade?
- Porque o SAFL pode ser considerado um material de pavimentação, em detrimento aos demais tipos de solos?

- Porque o SAFL mesmo apresentando-se fora da especificação da ASTM de material estabilizado granulometricamente, mostra-se um material estável?
- Quais as peculiaridades da mineralogia, estrutura e cor dos SAFLs?
- Qual a aplicação do CCR
- Qual a estimativa de teor de cimento empedado no CCR?
- Porque a dimensão máxima característica do agregado no concreto não deverá exceder  $1/3$  a  $2/3$  da espessura da sub-base ou 50 mm, obedecendo ao menor valor?
- Em uma dosagem de solo/brita/cimento, tem-se 30% de solo 70% de brita e 5% de cimento. Para uma mistura de solo/brita de 1000 kg, qual a massa de cimento a ser adicionada para um teor de cimento de 5% na mistura? – Qual o teor de cimento sobre a massa de solo?
- Na norma de RCD\_PMSP/SP ETS – 001/2003 apresenta quais classes de RCD?
- Qual a inconveniência de se utilizar a escória de aciaria in natura como camada de pavimentação?
- Qual o ensaio utilizado para verificação da estabilidade da escória?
- Qual o procedimento de estabilização da escória para emprego em camada de pavimento?
- Qual a diferença entre escória de aciaria e de alto forno?

## CAPÍTULO 3 - LIGANTES ASFÁLTICOS E DERIVADOS

### 3.1 - Emulsão asfáltico

Conforme definição do Manual Básico de Emulsões Asfálticas, editado pela Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos define, emulsão<sup>7</sup> como uma dispersão de pequenas partículas de um líquido num outro líquido. Assim, a emulsão pode ser formada por dois líquidos não miscíveis onde geralmente a fase contínua é a água.

As emulsões asfálticas são misturas de cimento asfáltico dispersos na fase água produzidas, normalmente, através de um processo mecânico em equipamentos de alta capacidade de cisalhamento, denominados moinhos coloidais, (Figura 65 e Figura 66).

Figura 65 - Estrutura de moinho coloidal



Figura 66 - Detalhe do rotor com haletas do moinho coloidal



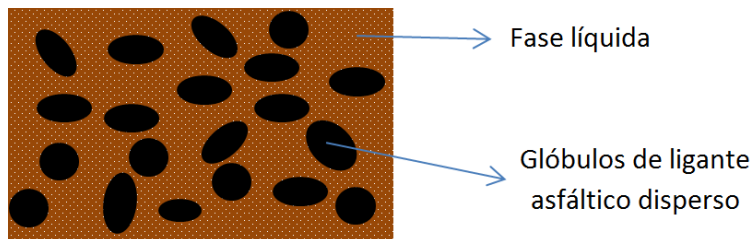
Utilizam-se da ordem de 30% a 40% de água com cimento asfáltico, juntamente com agentes emulsificantes para que a mistura possa ter estabilidade ao bombeamento, transporte e armazenamento em temperatura ambiente.

O tamanho dos glóbulos de asfalto dispersos na água varia entre 1 mm a 0,010 mm de diâmetro. A aparência varia de um líquido de baixa consistência (ex. leite) até a consistência cremosa (ex. mel), sendo que a coloração da emulsão é marrom. (Figura 67).

---

<sup>7</sup> Preparação obtida pela divisão de um líquido em glóbulos microscópicos (da ordem do micro) no seio de outro líquido com o qual ele não é miscível: o leite é uma emulsão de gordura em água.

Figura 67 - Esquema ilustrativo de um filme de emulsão asfáltica - glóbulos de ligante asfáltico disperso em água



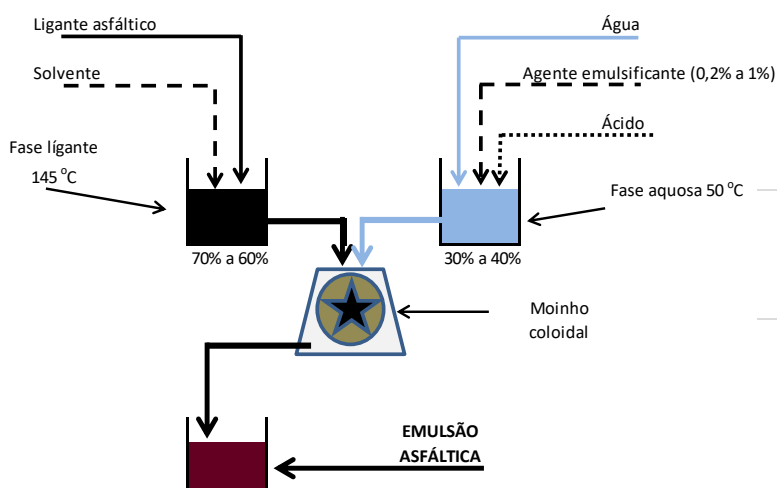
### 3.1.1 - Processo de emulsificação

No processo de emulsificação, é necessário que se promova a quebra do cimento asfáltico em partículas micrométricas e que ele fique disperso no meio aquoso.

Para promover este cisalhamento é aplicada energia térmica e mecânica ao ligante asfáltico, através do moinho coloidal (Figuras 51 e 52), obtendo-se uma emulsão de asfalto em água, bem homogênea.

Assim, normalmente, o ligante asfáltico é aquecido a uma temperatura que varia entre 140 °C a 145 °C e a fase água, a uma temperatura que varia entre 50 °C e 60 °C, na qual já se encontra previamente dissolvidos os agentes emulsificantes, cujo principal propósito é evitar que as partículas de asfalto se aglomerem, mantendo as duas fases em equilíbrio durante um período que pode variar de algumas semanas e alguns meses, (Figura 68).

Figura 68- Esquema elucidativo de produção de emulsão asfáltica



Os agentes emulsificantes conferem cargas elétricas, positivas ou negativas, e em alguns casos não conferem ionicidade às emulsões, classificando as mesmas em catiônicas<sup>8</sup>, aniônicas e iônicas, respectivamente. Além dos emulsificantes, outros aditivos podem ser incorporados durante o processo de fabricação e/ou aplicação das emulsões para atender fins específicos.

Reconhecidas mundialmente pelo seu melhor desempenho no que se refere a sua compatibilidade com a maioria dos agregados minerais, as emulsões asfálticas para pavimentação, empregadas no Brasil, são, predominantemente, do tipo catiônica. Isso deve-se ao fato de nossas rochas ter uma afinidade maior para emulsões com essa ionicidade positiva - cátion (+). As rochas que possuem essa característica são ditas rochas ácidas. Entretanto, essa "acidez" relaciona-se única e exclusivamente ao tipo de mineral quartzo que compõem nossas rochas. Assim, essa "acidez" não tem nenhuma relação com o potencial hidrogeniônico (PH) de soluções.

A separação da fase água da fase asfalto é conhecida como ruptura da emulsão. O tempo necessário para que ocorra essa separação confere às emulsões características intrínsecas à aplicação no campo, servindo, também como base para a sua classificação quanto à velocidade de ruptura.

• **Vantagens das emulsões asfálticas:**

- a) Representam uma alternativa para economia de energia, uma vez que, na maioria dos casos, pode ser empregada sem necessidade de aquecimento;
- b) Apresentam excelente afinidade com todos os tipos de agregados eliminando o uso de aditivos "dopes"<sup>9</sup>, normalmente empregados para melhorar a adesividade do cimento asfáltico em misturas à quente com agregados;
- c) Possibilitam a utilização de agregados úmidos evitando a necessidade de combustível para secagem desses;
- d) Permitem estocagem a temperatura ambiente em instalações simples que não requerem fonte de aquecimento, combustíveis derivados de petróleo e isolamento térmico;
- e) Eliminam os riscos de incêndio e explosões, uma vez que não são utilizados solventes de petróleo em seu emprego;
- f) Evitam os riscos de acidentes por queimaduras;

---

<sup>8</sup> Qualquer átomo ou agrupamento atômico que apresentar desequilíbrio de cargas elétricas, isto é, apresentar diferenças entre o número de prótons e o de elétrons, será denominado de íon. Os íons positivos (que apresentam mais prótons do que elétrons) são denominados cátions e os negativos (que apresentam menos prótons do que elétrons), são denominados ânions. Esta nomenclatura originou-se em torno de 1839, e pode ser atribuída aos trabalhos de Michael Faraday sobre o eletromagnetismo.

<sup>9</sup> Dope – Aditivo adicionado à emulsão asfáltica com a finalidade de adequação da polaridade elétrica da emulsão, objetivando melhor afinidade entre a emulsão e a superfície do agregado. Agregados apresentam ionicidade negativa e a emulsão deve, necessariamente, ser de ionicidade positiva (cátion +)

- g) Não geram vapores tóxicos e poluentes preservando o meio ambiente (produto ecologicamente correto);
- h) Possibilitam a produção de grandes volumes de misturas em equipamentos de baixo custo e de fácil operação / distribuição.

- **Desvantagens das emulsões asfálticas:**

- a) Conforme recomendação do fabricante, é permitido a diluição das emulsões asfálticas em determinadas porcentagens, ocorre que, a porção de emulsão que recebeu essa adição de água deve ser utilizada no turno de trabalho, pois o seu armazenamento compromete a integridade da emulsão, tendo que descartá-la.
- b) Tem um tempo limitado para utilização, podendo sofrer segregação quando armazenada por longos períodos.
- c) Misturas asfálticas tipo PMF - pré mistura a frio denso ou aberto, tratamentos superficiais, areia asfalto a frio etc. apresentam durabilidade inferior às misturas asfálticas usinadas a quente. O ligante asfáltico residual das emulsões asfálticas, devido ao processo de fabricação, sofre alterações em sua constituição que comprometeram suas características reológicas.

### 3.1.2 - Classificações das emulsões

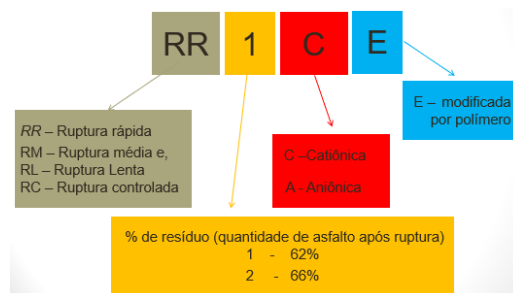
Conforme mencionado anteriormente, em pavimentação as emulsões asfálticas mais utilizadas são as do tipo catiônicas. O processo de ruptura ocorre quando a emulsão entra em contato com o agregado. A velocidade em que esta separação depende do tipo de emulsão, reatividade/superfície específica dos agregados, teor de umidade dos mesmos e da temperatura dos materiais e ambiente.

As emulsões são identificadas em função:

- (i) tempo necessário para que ocorra a separação da fase aquosa da fase asfalto, denominada de ruptura,
- (ii) teor de asfalto contido nas mesmas;
- (iii) carga iônica,
- (iv) viscosidade Saybolt-Furol,
- (v) teor de solvente,
- (vi) desemulsibilidade,
- (vii) resíduo de destilação e, (
- (viii) quanto a utilização.

As emulsões asfálticas são classificadas pelo tempo de ruptura, asfalto residual e a carga da partícula e para algumas emulsões específicas a aplicação. Na Figura 69 é apresentado a identificação de emulsões asfálticas.

Figura 69 - Identificação de emulsões asfálticas no Brasil



Tem-se ainda emulsões asfálticas:

- **EAI:** emulsão asfáltica para serviço de imprimação;
- **LA, LAN:** emulsão asfáltica de ruptura lenta catiônica e de carga neutra, respectivamente, para serviço de lama asfáltica.
- **LARC:** emulsão asfáltica catiônica de ruptura controlada para serviço de lama asfáltica.

Estão apresentadas na Figura 70 e na Figura 71 as Especificações técnicas - Emulsões Asfálticas Convencionais e Modificadas por Polímero - Resolução nº36 de 13/11/12 - Regulamento Técnico ANP nº 6/2012 publicado no Diário Oficial da União em 14/11/2012.

Figura 70- Especificação técnica para emulsões asfálticas convencionais

| CARACTERÍSTICA                                         | UNIDADE | LIMITE         |            |               |            |               |            |            |        |                    | MÉTODO (1) |       |
|--------------------------------------------------------|---------|----------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|------------|--------|--------------------|------------|-------|
|                                                        |         | Ruptura Rápida |            | Ruptura Média |            | Ruptura Lenta |            |            |        | Ruptura Controlada | ABNT NBR   | ASTM  |
|                                                        |         | RR-1C          | RR-2C      | RM-1C         | RM-2C      | RL-1C         | LA-1C      | LAN        | EAI    | LARC               |            |       |
| Ensaio para a emulsão                                  |         |                |            |               |            |               |            |            |        |                    |            |       |
| Viscosidade Saybolt Furol a 25 °C, máx.                | s       | 90             | -          | -             | -          | 90            | 90         | 90         | 90     |                    | 14491      | D244  |
| Viscosidade Saybolt Furol a 50 °C                      | s       | -              | 100 a 400  | 20 a 200      | 100 a 400  | -             | -          | -          | -      | -                  | 14491      | D244  |
| Sedimentação, máx.                                     | % m/m   | 5              | 5          | 5             | 5          | 5             | 5          | 5          | 10     | 5                  | 6570       | D6930 |
| Peneiração (0,84 mm), máx.                             | % m/m   | 0,1            | 0,1        | 0,1           | 0,1        | 0,1           | 0,1        | 0,1        | 0,1    | 0,1                | 14393      | D6933 |
| Resistência à água (cobertura), mín. (2)               | %       | 80             | 80         | 80            | 80         | 80            | -          | -          | -      | -                  | 14249      | D244  |
| Adesividade em agregado miúdo, mín.                    | %       | -              | -          | -             | -          | -             | 75         | -          | -      | 75                 | 14757 (3)  | -     |
| Carga da partícula                                     | -       | positiva       | positiva   | positiva      | positiva   | positiva      | positiva   | neutra     | -      | positiva           | 6567       | D244  |
| pH, máx.                                               | -       | -              | -          | -             | -          | 6,5           | -          | 6,5        | 8      | 6,5                | 6299       | -     |
| Destilação                                             |         |                |            |               |            |               |            |            |        |                    |            |       |
| Solvente destilado                                     | % v/v   | -              | -          | 0 a 12        | 0 a 12     | -             | -          | -          | 0 a 15 | -                  | 6568       | D244  |
| Resíduo seco, mín.                                     | % m/m   | 62             | 67         | 62            | 65         | 60            | 60         | 60         | 45     | 60                 | 14376      | D6934 |
| Desemulsibilidade                                      |         |                |            |               |            |               |            |            |        |                    |            |       |
| Mín.                                                   | % m/m   | 50             | 50         | -             | -          | -             | -          | -          | -      | -                  | 6569       | D6936 |
| Máx.                                                   |         | -              | 50         | 50            | -          | -             | -          | -          | -      | -                  |            |       |
| Mistura com filler sílico                              | %       | -              | -          | -             | -          | máx. 2,0      | 1,2 a 2,0  | -          | -      | min. 2,0           | 6302       | D244  |
| Mistura com cimento                                    | %       | -              | -          | -             | -          | máx. 2,0      | máx. 2,0   | -          | -      | min. 2,0           | 6297       | D244  |
| Ensaio para o resíduo da emulsão obtido pela NBR 14896 |         |                |            |               |            |               |            |            |        |                    |            |       |
| Penetração a 25 °C (100g e 5s)                         | mm      | 4,0 a 15,0     | 4,0 a 15,0 | 4,0 a 15,0    | 4,0 a 15,0 | 4,0 a 15,0    | 4,0 a 15,0 | 4,0 a 15,0 | -      | 4,0 a 15,0         | 6576       | D5    |
| Teor de betume, mín.                                   | %       | 97             | 97         | 97            | 97         | 97            | 97         | 97         | 97     | 97                 | 14855      | D2042 |
| Ductilidade a 25 °C, mín.                              | cm      | 40             | 40         | 40            | 40         | 40            | 40         | 40         | 40     | 40                 | 6293       | D113  |

Figura 71- Especificação técnica para emulsões asfálticas modificadas por polímero

| CARACTERÍSTICA                                               | UNIDADE  | LIMITE         |         |               |                    |               | MÉTODO (1) |       |
|--------------------------------------------------------------|----------|----------------|---------|---------------|--------------------|---------------|------------|-------|
|                                                              |          | Ruptura Rápida |         | Ruptura Média | Ruptura Controlada | Ruptura Lenta | ABNT NBR   | ASTM  |
|                                                              |          | RR1C-E         | RR2C-E  | RM1C-E        | RC1C-E             | RL1C-E        |            |       |
| Ensaios para a emulsão                                       |          |                |         |               |                    |               |            |       |
| Viscosidade Saybolt-Furol, a 50°C                            | s        | 70 máx.        | 100-400 | 20-200        | 70 máx.            | 70 máx.       | 14491      | D244  |
| Sedimentação, máx.                                           | % massa  | 5              |         |               |                    |               | 6570       | D6930 |
| Peneiração 0,84 mm, máx.                                     | % massa  | 0,1            |         |               |                    |               | 14393      | D6933 |
| Resistência à água, mín. de cobertura (2)                    |          |                |         |               |                    |               | 6300       | D244  |
| Agregado seco                                                | %        | 80             |         |               |                    |               |            |       |
|                                                              |          |                |         |               |                    |               |            |       |
| Agregado úmido                                               |          | 80             | 80      | 60            | 60                 | 60            |            |       |
| Carga de partícula                                           | -        | positiva       |         |               |                    |               | 6567       | D244  |
| pH, máx.                                                     | -        | -              | -       | -             | 6,5                | 6,5           | 6299       | D244  |
| Destilação - solvente destilado a 360°C                      | % volume | 0-3            | 0-3     | 0-12          | 0                  | 0             | 6568       | D244  |
| Resíduo seco, mín.                                           | % massa  | 62             | 67      | 62            | 62                 | 60            | 14376      | D6934 |
| Desemulsibilidade mín.                                       | % massa  | 50             | 50      | -             | -                  | -             | 6569       | D6936 |
| máx.                                                         |          | -              | -       | 50            | -                  | -             |            |       |
| Ensaios para o resíduo da emulsão obtido pela ABNT NBR 14896 |          |                |         |               |                    |               |            |       |
| Penetração a 25°C, 100g, 5s                                  | 0,1 mm   | 45-150         |         |               |                    |               | 6576       | D5    |
| Ponto de amolecimento, mín.                                  | °C       | 50             |         |               |                    | 55            | 6560       | D36   |
| Viscosidade Brookfield a 135°C, SP21, 20RPM, mín.            | cP       | 550            |         |               |                    | 600           | 15184      | D4402 |
| Recuperação elástica a 25°C, 20 cm, mín.                     | %        | 65             |         |               |                    | 70            | 15086      | D6084 |

### 3.1.3 - Aplicações das emulsões

A classificação quanto a aplicação de cada tipo de emulsão asfáltica é função de suas características. Por exemplo, no emprego de emulsão em tratamentos superficiais, pode-se utilizar emulsão asfáltica RR-1C, desde que a ruptura ocorra o mais rápido possível, nesse caso a desemulsibilidade seja maior que 70% e a viscosidade a 50% (diluição) entre 40 e 80 sSF. Caso contrário, utilizar RR-2C.

A seguir será abordado a utilização das emulsões asfálticas quanto aos principais tipos de serviço:

- Pintura de ligação**, pintura realizada para garantia de adesão entre duas camadas que contém ligante asfáltico em sua composição, por exemplo: (i) camada recém imprimada e camada de rolamento de mistura asfáltica ou, aplica-se uma camada de emulsão sobre uma capa asfáltica antiga para receber uma camada nova de rolamento. Para esse serviço, praticamente todas as emulsões asfálticas podem ser empregadas, normalmente diluídas com água (verificação prévia de compatibilidade) na proporção 50% emulsão / 50% água, e taxas de aplicação da ordem de 1,0 kg/m<sup>2</sup> a 1,2 kg/m<sup>2</sup> de forma a resultar uma película asfáltica adesiva sobre a superfície aplicada de ordem de 0,3kg/m<sup>2</sup> a 0,4/m<sup>2</sup>. Existem algumas especificações que limitam somente as emulsões: RR-1C, RR-2C, RM-1C e RM-2C para serem utilizados em pinturas de ligação. A publicação Asfalto em revista, editada pelo Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustível - IBP recomenda as emulsões: RR-1C e RR1C-E para esse fim. A aplicação pode ser: (i) manual - uma haste munida de um único aspersor na extremidade denominado de caneta (Figura 72) e (ii) mecanizado - uma barra com diversos aspersores acoplada na traseira de um caminhão (Figura 73).

Figura 72 - Pintura de ligação com aplicação manual - Caneta



Figura 73 - Pintura de ligação com aplicação mecanizada



- **Imprimação** - pintura normalmente efetuada sobre uma camada que não contém asfalto. Sua utilização deve-se ao fato permitir que o ligante asfáltico penetre o máximo possível no substrato como: camada de solo, solo cimento, BGTC, CCR etc. Tem-se recomendado emulsões asfálticas convencionais de ruptura lenta - emulsão asfáltica de imprimação (EAI) e os asfaltos diluídos CM-30 e CM-70.

Um evento ímpar ocorreu na aplicação de uma camada de mistura asfáltica sobre uma camada de base de um material que não possui ligante asfáltico, nessa condição executa-se uma pintura de imprimação de ligante. Essa pintura propicia a penetração do ligante asfáltico no substrato permitindo a perfeita aderência entre as camadas. Normalmente, tem-se utilizado ADP (asfalto diluído de petróleo) para esse fim, embora muitos distribuidores de ligante asfáltico possuem outros produtos. Falhas ocorridas nesse processo, no meio rodoviário é conhecida como "falha de bico". Na Figura 74, observem-se os canais longitudinais demonstrando a ausência de mistura devido falta de ligante asfáltico utilizado na pintura de imprimação. Esse tipo de defeito ocorre quando os bicos estão próximos a superfície de forma que o leque de aspersão da barra não abre suficiente de forma a cobrir toda a superfície e só parte da área recebe o filme de ligante asfáltico. A ausência de ligante propicia a não aderência da mistura asfáltica ao substrato (base).

Figura 74- Registro de falha de bico na aplicação de pintura de imprimação



- **Tratamentos superficiais: simples, duplos e triplos e macadames betuminosos** as emulsões mais recomendadas são: RR-2C e RR2C-E.
- **PMF aberto** são recomendadas as emulsões: RM-1C, RM-2C e RM1C-E. Já para o tipo de mistura asfáltica denominada de **PMF tipo denso**, utiliza-se as emulsões: RL-1C e RL1C-E.
- **Areia asfalto a frio e PMF semidenso** - RM-1C, RM-2C, RL-1C, RM1C-E e RL1C-E.
- **Microrrevestimento** é realizado com a emulsão elastomérica de ruptura controlada denominada de RM2C-E.
- **Camada antirreflexo de trincas: SAM - Stress Absorbing Membrane / SAMI Stress Absorbing Membrane Interlayer** recomendam-se as emulsões: RR2C-E e RL1C-E.

### 3.1.4 – Especificação de emulsão asfáltica para pavimentação

A norma do DNIT 165/2013 - EM - Emulsões asfálticas para pavimentação - Especificação de material, especifica que para utilização da emulsão asfáltica para pavimentação, deve ser verificado previamente se os resultados dos ensaios cumprem com os limites indicados nas Figuras 56 e 57.

O tempo máximo e as condições de armazenamento e estocagem da emulsão para pavimentação devem ser definidos pelo fabricante.

Efetuada a entrega do material (ou parte dele), cabe ao executante:

1. Verificar se a quantidade fornecida e o tipo de emulsão correspondem ao estabelecido;
2. Coletar amostra em conformidade com a Norma ABNT NBR 14883:2005 e remetê-la devidamente identificada e autenticada a um laboratório aparelhado para os ensaios de recebimento;
3. Rejeitar a parte do fornecimento que se apresentar em mau estado de acondicionamento, independentemente da realização dos ensaios;

A amostra deve ser submetida aos ensaios indicados nas Figuras 56 e 57, quando do seu recebimento, devendo satisfazer essas condições, de acordo com os ensaios preconizados nos controles da qualidade da correspondente Norma de Especificação do Serviço. Se o material atender às condições estabelecidas nesta norma o carregamento deve ser considerado conforme, caso o material não atenda a qualquer condição estabelecida nesta Norma, o carregamento deve ser considerado não conforme, então, rejeitado.

Caso um ou mais resultados não atendam às condições estabelecidas, o carregamento deve ser considerado não conforme e rejeitado, se estes resultados forem confirmados por meio de contraprova.

À vista dos resultados da inspeção e independentemente da realização de ensaio o executante pode rejeitar o carregamento total ou parcialmente.

### **3.1.5 - Práticas construtivas**

Uma prática de obra na utilização de emulsão asfáltica é o aquecimento, para a aplicação, na ordem de 50°C, propiciando uma ruptura mais rápida. Embora alguns fabricantes não recomendem esse procedimento, esse "vício" é normalmente praticado. Segundo os fabricantes, o aquecimento pode gerar algum tipo de dano irreversível á emulsão comprometendo o desempenho da obra.

Prática semelhante é adotada para o asfalto diluído de petróleo ADP, nesse caso, além do dano causado ao ADP o risco de acidente pode ser eminente, pois o ADP é diluído com solventes: gasolina, diesel, nafta.

### **3.1.5 - Ensaios relativos a emulsões asfálticas**

#### **3.1.5.1- Ensaio de adesividade**

Emulsões asfálticas catiônicas - Determinação da resistência à água (adesividade) em agregados graúdos -ABNT NBR 6300 - 02-07-2009.

Definição: a resistência à água (adesividade) do ligante asfáltico residual à superfície do agregado é uma propriedade do agregado ser aderido por material asfáltico, verificada pelo não descolamento da película asfáltica que o recobre, quando a mistura: agregado/ligante asfáltico residual, após a devida cura, é imersa em água a 40°C por um período de 72 h.

A seguir é apresentado sucintamente a realização do ensaio

Preparação da amostra

- |          |                                                                                                                                                                                          |
|----------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1º Passo | A massa com cerca de 650 g da amostra para a realização do ensaio, deve ter a fração compreendida entre a peneira 19,0 mm e a peneira 12,5 mm, essa fração deve ser lavada isenta de pó; |
| 2º Passo | Imergir a amostra em água potável por cerca de 1 h;                                                                                                                                      |
| 3º Passo | Drenar a amostra e levar à estufa a 120°C durante 2 h;                                                                                                                                   |
| 4º Passo | As emulsões asfálticas convencionais ou modificadas por polímero dos tipos RR-1C, RM-1C e RL-1C, podem ser ensaiadas em temperatura ambiente, no mínimo a 25°C;                          |
| 5º Passo | As emulsões RR-2C e RM-2C, convencionais ou modificadas por polímeros devem ser aquecidas entre as temperaturas de 50°C e 60°C;                                                          |

#### **Emulsões asfálticas catiônicas de ruptura rápida**

- 1º Passo Umedecer com água potável (300 ± 1) g de amostra de agregado;

- 2º Passo Transferir a amostra úmida para o cesto metálico;
- 3º Passo Adicionar cerca de 400 ml de emulsão no béquer e;
- 4º Passo Imergir o cesto com a amostra no béquer por um período de 1 min. certificando-se que toda a amostra foi totalmente recoberta pela emulsão;
- 5º Passo Retirar o cesto do béquer;
- 6º Passo Colocar a amostra recoberta com emulsão sobre uma folha de papel siliconado por um período de 1 h para que ocorra a ruptura da emulsão (mudança de cor);
- 7º Passo Transferir os agregados recobertos com emulsão para uma bandeja e leva-los à estufa a  $(60 \pm 1)^\circ\text{C}$  durante 24 h, para que a cura se complete;
- 8º Passo Remover a amostra de agregado recoberta com emulsão da estufa e deixar esfriar ao ar até atingir a temperatura ambiente;
- 9º Passo Repetir os passos anteriores caso algum agregado não esteja totalmente recoberto por ligante asfáltico;
- 10º Passo Adicionar cerca de 400 ml de água potável no béquer e transferir a amostra recoberta com ligante asfáltico;
- 11º Passo Colocar o béquer com a amostra em estufa a  $(40 \pm 1)^\circ\text{C}$  por um período de 72 h.;

#### Emulsões asfálticas catiônicas de ruptura média e lenta

- 1º Passo Umedecer com água potável  $(300 \pm 1)$  g de amostra de agregado;
- 2º Passo Verter  $(25 \pm 1)$  g da emulsão sobre os agregados e revolvê-los energicamente de forma a homogeneizar a mistura (observar o total recobrimento a amostra pela emulsão);
- 3º Passo Aguardar que ocorra a completa ruptura da emulsão deixando a amostra em repouso por um período de 1 h;
- 4º Passo Transferir os agregados recobertos com emulsão para uma bandeja e levá-los à estufa a  $(60 \pm 1)^\circ\text{C}$  durante 24 h, para que a cura se complete;
- 5º Passo Retirar a amostra da estufa e transferir para o cesto em seguida, aguardar que atinja a temperatura ambiente;
- 6º Passo Repetir os passos anteriores caso algum agregado apresente-se não recoberto por ligante asfáltico;
- 7º Passo Adicionar cerca de 400 ml de água potável no béquer e transferir a amostra recoberta com ligante asfáltico;

8º Passo Colocar o béquer com a amostra em estufa a  $(40 \pm 1)^\circ\text{C}$  por um período de 72 h.;

Resultados de ensaio:

Através da análise visual, estimar a porcentagem da área recoberta com ligante asfáltico.

O resultado é expresso como sendo a porcentagem da área de agregados, estimada visualmente, que se manteve recoberta com a película asfáltica após o ensaio.

| Identificação (tipo de emulsão) | Temperatura de ensaio ( $^\circ\text{C}$ ) | % estimada de recobrimento | Resultado        |                    |
|---------------------------------|--------------------------------------------|----------------------------|------------------|--------------------|
|                                 |                                            |                            | Satisfatória ( ) | Insatisfatória ( ) |

### 3.1.5.2 – Resíduo por evaporação

Emulsões asfálticas - Determinação do resíduo asfáltico por evaporação - Método expedito - ABNT NBR 14376 - 02-04-2007.

Definição: Resíduo asfáltico por evaporação é a fração de ligante asfáltico contida na emulsão asfáltica, resultante da evaporação, por aquecimento e agitação, da fase contínua (água) ou da água e solvente.

A seguir é apresentado sucintamente a realização do ensaio

Preparo da amostra para ensaio

A amostra de emulsão destinada ao ensaio de resíduo deve ser coletada em quantidade suficiente e representativa, em seguida, deve ser homogeneizada e peneirada na peneira nº 20 (0,84 mm de abertura).

Procedimento de ensaio

1º Passo Medir a massa do béquer e bastão de vidro e anotar a massa  $M1 = \text{_____ g}$ ;

2º Passo Adicionar  $(100,0 \pm 0,1)$  no béquer e anotar a massa do conjunto béquer + bastão + emulsão  $M2 = \text{_____ g}$ ;

3º Passo Aquecer a amostra de emulsão em fogo brando com agitação com o bastão de vidro constantemente a fim de se evitar a ocorrência de respingos. Durante esse processo, é observado uma fase pastosa. Manter o aquecimento juntamente com a agitação até que

a fase pastosa se transforme em um fluido de superfície espelhada, retira-se do fogo e mede-se a massa do conjunto;

4º Passo Retornar o conjunto à fonte de calor agitando constantemente por um período relativamente curto e procede-se uma nova pesagem;

5º Passo Repetir o quarto passo quantas vezes necessário até a obtenção de massa constante;

6º Passo Deixar esfriar ao ar até atingir a temperatura ambiente e determinar a massa do conjunto  $M_3 = \text{_____ g}$ ;

### Resultados

Determinar a porcentagem de resíduo (asfáltico) pela fórmula:

$$\% \text{ de resíduo} = \frac{M_3 - M_1}{M_2 - M_1} \times 100 \qquad \% \text{ de resíduo} = \text{-----} \times 100 = \text{_____}$$

#### 3.1.5.3 – Viscosidade Saybolt Furol

Viscosidade - Emulsões asfálticas - determinação da viscosidade Saybolt Furol - ABNT NBR 14491 - 02-04-2007.

Definição: Viscosidade Saybolt Furol é o tempo em segundos, para que 60 ml de emulsão escoem, em fluxo contínuo, através de um orifício de dimensões padronizadas (orifício Furol), sob condições especificadas.

A seguir é apresentado sucintamente a realização do ensaio

### Ensaio a temperatura de 25°C

1º Passo Homogeneizar a amostra de emulsão asfáltica através de agitação de forma a eliminar eventuais bolhas de ar, em seguida verter a amostra em um Elenmeyer de 100 ml. de capacidade;

2º Passo Tampar o frasco e colocá-lo em banho em torno de 25 °C por um período de 30 min. e agitando-o levemente com um termômetro evitando-se a incorporação de bolhas de ar;

3º Passo Limpar e secar o tudo do viscosímetro, inserir a rolha e ajustar a temperatura do banho do viscosímetro para (25,0 +/- 0,5) °C;

- 4º Passo Estabilizada a temperatura da emulsão, vertê-la dentro do tubo de diâmetro menor, com auxílio de um funil, até transbordar para a seção maior do recipiente do viscosímetro;
- 5º Passo Agitar a emulsão contida dentro do tubo do viscosímetro com um termômetro, evitando-se a incorporação de ar à emulsão;
- 6º Passo Posicionar o frasco de 60 ml sob o orifício do tubo do viscosímetro;
- 7º Passo Após atingir a temperatura de ensaio ( $25,0 \pm 0,5$ ) °C, retirar a rolha e acionar o cronômetro ao mesmo tempo, deixar a amostra fluir continuamente para o interior do frasco e interromper o cronômetro assim que a amostra atingir a marca de 60 ml do frasco;
- 8º Passo Registrar o tempo transcorrido de ensaio Tempo (s) \_\_\_\_\_,

#### Ensaio a temperatura de 50°C

- 1º Passo Limpar e secar o tudo do viscosímetro, inserir a rolha e ajustar a temperatura do banho do viscosímetro para  $(50,0 \pm 0,5)$  °C;
- 2º Passo Homogeneizar a amostra de emulsão asfáltica através de agitação de forma a eliminar eventuais bolhas de ar, em seguida verter a amostra em um Elenmeyer de 100 ml.;
- 3º Passo Tampar o frasco e colocá-lo em banho em torno de 70 °C e agitando-o levemente com um termômetro evitando-se a incorporação de bolhas de ar;
- 4º Passo Quando a emulsão atingir a temperatura de 52 °C vertê-la dentro do tubo de diâmetro menor, com auxílio de um funil, até transbordar para a seção maior do recipiente do viscosímetro;
- 5º Passo Agitar a emulsão contida dentro do tubo do viscosímetro com um termômetro, evitando-se a incorporação de ar à emulsão;
- 6º Passo Posicionar o frasco de 60 ml sob o orifício do tubo do viscosímetro;
- 7º Passo Após atingir a temperatura de ensaio  $(50,0 \pm 0,5)$  °C, retirar a rolha e acionar o cronômetro ao mesmo tempo, deixar a amostra fluir continuamente para o interior do frasco e interromper o cronômetro assim que a amostra atingir a marca de 60 ml do frasco;
- 8º Passo Registrar o tempo transcorrido de ensaio, Tempo (s) \_\_\_\_\_

Nota: Os resultados devem ser fornecidos com aproximação de 1 s.

O método é inadequado para tempos inferiores a 20 s

### 3.1.5.4 -Carga da partícula

Emulsão asfáltica - Determinação da carga da partícula - ABNT NBR 6567 - 01-10-2007.

Definição: Emulsões asfálticas carregadas positivamente são classificadas como catiônicas e aquelas cujas partículas são carregadas negativamente, como aniônicas. Caso não exista carga elétrica da partícula, a emulsão é considerada não iônica.

A seguir é apresentado sucintamente a realização do ensaio

#### Procedimento de ensaio

- 1º Passo Colocar uma quantidade suficiente de emulsão asfáltica em um béquer de 150 ml com uma lâmina (espessura) de emulsão asfáltica superior a 3 cm;
- 2º Passo Ligar as extremidades de cada eletrodo a uma fonte de corrente contínua, identificando o anodo e o catodo;
- 3º Passo Introduzir os dois eletrodos dentro da emulsão asfáltica a uma profundidade de 2,5 cm;
- 4º Passo Aplicar uma corrente elétrica mínima de 8 mA, com o auxílio do resistor variável e iniciar a contagem do tempo;
- 5º Passo Passado 30 min ou quando a corrente cair para 2 mA, desligar a fonte de corrente elétrica e retirar os eletrodos da emulsão e lavar suavemente em água corrente;

#### Resultados

Observar o depósito de asfalto nos eletrodos, registrando as seguintes condições:

| CONDICAO                                                                    | EMULSAO ASFÁLTICA |
|-----------------------------------------------------------------------------|-------------------|
| Caso seja observado asfalto depositado no eletrodo identificado como catodo | Catiônica (___)   |
| Caso seja observado asfalto depositado no eletrodo identificado como anodo  | Aniônica (___)    |
| Caso não seja observado nenhum depósito de asfalto em quaisquer eletrodos   | Não iônica (___)  |

### 3.1.5.5 -Peneiração

Emulsões asfálticas - Determinação da peneiração - ABNT NBR 14393 - 11-2012.

Definição: Peneiração é a porcentagem em massa do resíduo retido na peneira de malha 841  $\mu$ m de uma alíquota de emulsão de 1000g.

A seguir é apresentado sucintamente a realização do ensaio

#### Procedimento de ensaio

- 1º Passo Medir a massa de 1000,0 g de emulsão asfáltica em um béquer com capacidade de 1500 ml;
- 2º Passo Aquecer a emulsão a 50 °C caso a viscosidade seja superior a 100 SSF a 25 °C, caso a viscosidade seja igual ou inferior a 100 SSF a 25 °C utilizar a emulsão em temperatura ambiente;
- 3º Passo Medir a massa do conjunto peneira com abertura 0,841 mm (peneira número 20) de 5 cm de altura e 8 cm de diâmetro e fundo,  $M_a = \underline{\hspace{2cm}}$  g (sensibilidade 0,1g);
- 4º Passo Umedecer a malha da peneira com uma solução de oleato de sódio a 2% se a emulsão for aniônica e umedecer a malha com água destilada caso a emulsão seja catiônica ou não iônica;
- 5º Passo Verter pela peneira a massa de emulsão contida no béquer deve-se lavar o béquer de forma a retirar o máximo de emulsão contida nele. Lavar com água corrente o resíduo retido na peneira e a peneira com solução de oleato de sódio a 2% para emulsões aniônicas e com água destilada para emulsões catiônicas ou não iônicas. A lavagem deve ser repetida até que a água ou a solução saia límpida;
- 6º Passo Colocar a peneira sobre o fundo e levar o conjunto para a estufa (110 °C) até atingir constância de massa;
- 7º Passo Retirar o conjunto da estufa e colocá-lo no dessecador para que atinja temperatura ambiente;
- 8º Passo Determinar a massa do conjunto (peneira + fundo) e material retido,  $M_b = \underline{\hspace{2cm}}$  g (sensibilidade 0,1g);

#### Resultados

Determinar a porcentagem de material retido pela fórmula:

|                        |                                     |                                                                   |                                                         |
|------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| % de material retido = | $\frac{M_b - M_a}{1000} \times 100$ | $\left( \frac{\underline{\hspace{2cm}}}{1000} \right) \times 100$ | <b>MATERIAL RETIDO</b><br>$\underline{\hspace{2cm}} \%$ |
|------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|

### 3.2 - Asfalto Diluído de Petróleo - ADP

Semelhante às emulsões asfálticas o ADP também propicia o emprego de ligante asfáltico em obras de pavimentação em temperatura ambiente. O diferencial está nas características do ligante asfáltico residual dos ADPs. Pois os solventes adicionados não causam danos ao ligante como a água no caso das emulsões.

O uso de ADPs em pavimentação são unicamente para pinturas de imprimação. Apresentam baixa viscosidade a temperatura ambiente e como não contém glóbulos em sua formulação, penetram com maior facilidade no substrato. É comum após a aplicação da pintura de imprimação a execução de uma pintura de ligação antes da aplicação da camada de mistura asfáltica, principalmente se a imprimação já ocorreu há algum tempo.

Os asfaltos diluídos são classificados de acordo com a cura. Similar às emulsões que a separação da fase água do ligante asfáltico é denominada de ruptura, nos ADPs a separação (evaporação) do solvente temos a cura dos ADPs. A velocidade que o solvente evapora é função da natureza do diluente utilizado e é quantificado pela viscosidade cinemática a 6.

- ✓ Para obtenção de asfaltos diluídos de Cura Rápida, CR, usa-se como diluente uma nafta na faixa de destilação da gasolina e são classificados em CR 70 e CR 250
- ✓ Para os asfaltos diluídos de Cura Média, CM, usa-se como diluente o querosene e são classificados em CM-30 e CM-70.

A Agência Nacional do Petróleo ANP nº02/2007 através da publicação no Diário Oficial da União em 10/10/2007 apresenta as Especificações Técnicas - ADP (Asfaltos Diluídos de Cura Rápida e Cura Média) conforme Resolução nº30 de 09 de outubro de 2007 da ANP. Na Figura 75 e na Figura 76 está apresentadas as especificações de ADPs para cura rápida e cura média respectivamente.

Figura 75 - Especificação técnica ADP de cura rápida

| CARACTERÍSTICA                                          | UNIDADE | LIMITE     |            | MÉTODO   |        |
|---------------------------------------------------------|---------|------------|------------|----------|--------|
|                                                         |         | CR-70      | CR-250     | ABNT/NBR | ASTM   |
| Água, máx                                               | % vol   | 0,2        | 0,2        | 14236    | D 95   |
| Viscosidade cinemática a 60°C, ou                       | cSt     | 70 – 140   | 250 – 500  | 14756    | D 2170 |
| Viscosidade Saybolt-Furol (s) a:                        |         |            |            | 14950    | D 88   |
| 50°C                                                    | SSF     | 60 – 120   | -          |          |        |
| 60°C                                                    | SSF     | -          | 125 – 250  |          |        |
| Ponto de Fulgor, min                                    | °C      | -          | 27         | 5765     | D 3143 |
| Destilação até 360 °C, % volume total destilado, min a: |         |            |            | 14856    | D 402  |
| 190°C                                                   | % vol   | 10         | -          |          |        |
| 225°C                                                   | % vol   | 50         | 35         |          |        |
| 260°C                                                   | % vol   | 70         | 60         |          |        |
| 316°C                                                   | % vol   | 85         | 80         |          |        |
| resíduo a 360°C, por diferença, min.                    | % vol   | 55         | 65         |          |        |
| Viscosidade a 60°C (2)                                  | P       | 600 – 2400 | 600 – 2400 | 5847     | D 2171 |
| Betume, min (2)                                         | % massa | 99,0       | 99,0       | 14855    | D 2042 |
| Ductilidade a 25°C, min (1) (2)                         | cm      | 100        | 100        | 6293     | D 113  |

Figura 76 - Especificação técnica ADP de cura média

| CARACTERÍSTICA                                        | UNIDADE | LIMITE   |          | MÉTODO   |        |
|-------------------------------------------------------|---------|----------|----------|----------|--------|
|                                                       |         | CM-30    | CM-70    | ABNT/NBR | ASTM   |
| Água, máx:                                            | % vol.  | 0,2      | 0,2      | 14236    | D 95   |
| Viscosidade cinemática a 60°C ou                      | cSt     | 30 – 60  | 70 – 140 | 14756    | D 2170 |
| Viscosidade Saybolt-Furol, (s) a:                     |         |          |          | 14950    | D 88   |
| 25°C                                                  | SSF     | 75 – 150 | -        |          |        |
| 50°C                                                  | SSF     | -        | 60 – 120 |          |        |
| Ponto de Fulgor, min                                  | °C      | 38       | 38       | 5765     | D 3143 |
| Destilação até 360 °C, (% volume do total destilado): |         |          |          | 14856    | D 402  |
| 225°C, máx                                            | % vol   | 25       | 20       |          |        |
| 260°C                                                 | % vol   | 40-70    | 20-60    |          |        |
| 316°C                                                 | % vol   | 75-93    | 65-90    |          |        |
| resíduo a 360°C, por diferença, min.                  | % vol   | 50       | 55       |          |        |
| Viscosidade a 60°C (2)                                | P       | 300-1200 | 300-1200 | 5847     | D 2171 |
| Betume, min (2)                                       | % massa | 99,0     | 99,0     | 14855    | D 2042 |
| Ductilidade a 25°C, min (1) (2)                       | cm      | 100      | 100      | 6293     | D 113  |

### 3.3 - Ligante asfáltico

O asfalto utilizado em pavimentação é um ligante que provém da destilação do petróleo e que tem a propriedade de ser um adesivo termoviscoelástico, impermeável à água e pouco reativo. Ele proporciona forte união dos agregados, formando uma mistura flexível, de baixa permeabilidade<sup>10</sup>, resistente à maioria dos ácidos, álcalis e sais. A pouca reatividade química a muitos agentes não evita que este material possa sofrer um processo de envelhecimento por oxidação lenta pelo contato com o ar e a água.

Com relação a sua constituição, o asfalto é uma mistura química complexa composta, predominantemente, por hidrocarbonetos alifáticos e aromáticos não voláteis de elevada massa molecular e uma pequena quantidade de estruturas heterocíclicas contendo grupos funcionais formados por enxofre, nitrogênio e oxigênio.

Sua composição química varia principalmente em função da origem do petróleo e, em menor grau, do processo empregado em seu refino. A composição básica é a seguinte: Carbono, 82 a 88%; Hidrogênio, 8 a 11%; Enxofre, 0 a 6%; Oxigênio, 0 a 1,5% e Nitrogênio, 0 a 1%.

De maneira simplificada, o asfalto pode ser representado por três componentes principais: uma componente maltênica (~78%), uma asfaltenica (~20%) e uma resina (~2%), assim caracterizadas:

- Maltenos: saturados + aromáticos.
  - Aromáticos: componentes aromáticos naftênicos, não polares, baixo peso molecular.
  - Saturados: compostos por hidrocarbonetos, são óleos viscosos não polarizáveis.
- Asfaltenos: sólidos amorfos, insolúveis em heptano normal. Altamente polarizáveis, elevado peso molecular. Quanto maior a concentração de asfaltenos, mais duro tende a ser o asfalto.
- Resinas: solúveis em heptano normal, sólidos ou semissólidos.

No Brasil, utiliza-se a denominação cimento asfáltico de petróleo - CAP - para designar o asfalto empregado no setor rodoviário. Eles são caracterizados segundo as normas brasileiras ABNT e NBR e especificados pela Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis - ANP.

A Especificação ANP - Resolução número 19, de 11 de julho de 2005 e Regulamento Técnico número 3/2005 - classifica e caracteriza os CAPs empregados no Brasil. De acordo com esta resolução, os CAPs brasileiros são classificados pela penetração (vide item 4.2.3.1). Nessa classificação há atualmente quatro tipos de CAP, classificados por penetração: CAP 30/45, CAP 50/70, CAP 85/100 e CAP 150/200, constituindo-se em produtos básicos para a produção de outros materiais asfálticos, como, por exemplo, os asfaltos diluídos de petróleo, as emulsões, os asfaltos modificados por polímeros e os asfaltos modificados por borracha moída de pneus inservíveis (asfalto-borracha), entre outros.

---

<sup>10</sup> A permeabilidade da mistura asfáltica é uma propriedade da composição granulométrica e teor de ligante asfáltico. Graduações contínuas proporcionam misturas com baixa permeabilidade e graduações descontínuas, podem apresentar tanto, misturas com elevada permeabilidade como o CPA como também misturas, praticamente, impermeáveis como o SMA.

Na Tabela 10 é apresentado um quadro com as especificações dos Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAP) classificados por penetração segundo a especificação brasileira de 2006.

Tabela 10- Especificações dos Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAP) - Classificação por Penetração

| CARACTERÍSTICAS                                  | UNIDADES | LIMITE          |                 |                 |                 | MÉTODOS   |        |
|--------------------------------------------------|----------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------|--------|
|                                                  |          | CAP 30 - 45     | CAP 50 - 70     | CAP 85 - 100    | CAP 150 - 200   | ABNT      | ASTM   |
| Penetração (100 g, 5s, 25°C)                     | 0,1mm    | 30 - 45         | 50 - 70         | 85 - 100        | 150 - 200       | NBR 6576  | D 5    |
| Ponto de amolecimento, min                       | °C       | 52              | 46              | 43              | 37              | NBR 6560  | D 36   |
| Viscosidade Saybolt-Furol                        | s        |                 |                 |                 |                 | NBR 14950 | E 102  |
| - a 135 °C, min                                  |          | 192             | 141             | 110             | 80              |           |        |
| - a 150°C, min                                   |          | 90              | 50              | 43              | 36              |           |        |
| - a 177°C                                        |          | 40 - 150        | -30- 150        | 15 - 60         | 15 - 60         |           |        |
| OU                                               |          |                 |                 |                 |                 |           |        |
| Viscosidade Brookfield                           | cP       |                 |                 |                 |                 | NBR 15184 | D 4402 |
| - a 135°C, SP 21, 20 rpm, min                    |          | 374             | 274             | 214             | 155             |           |        |
| - a 150°C, SP 21, min.                           |          | 203             | 112             | 97              | 81              |           |        |
| - a 177°C, SP 21                                 |          | 76 - 285        | 57 - 285        | 28 - 114        | 28 - 114        |           |        |
| Índice de susceptibilidade térmica (I)           |          | (-1,5) a (+0,7) | (-1,5) a (+0,7) | (-1,5) a (+0,7) | (-1,5) a (+0,7) |           |        |
| Ponto de fulgor min                              | °C       | 235             | 235             | 235             | 235             | NBR 11341 | D 92   |
| Solubilidade em tricloroetileno, min             | % massa  | 99,5            | 99,5            | 99,5            | 99,5            | NBR 14855 | D 2042 |
| Ductilidade a 25° C, min                         | cm       | 60              | 60              | 100             | 100             | NBR 6293  | D 113  |
| Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163 °C, 85 min |          |                 |                 |                 |                 |           | D 2872 |
| Variação em massa, máx (%)                       | % massa  | 0,5             | 0,5             | 0,5             | 0,5             | -         |        |
| Ductilidade a 25° C, min                         | cm       | 10              | 20              | 50              | 50              | NBR 6293  | D 113  |
| Aumento do ponto de amolecimento, máx            | °C       | 8               | 8               | 8               | 8               | NBR 6560  | D 36   |
| Penetração retida, min (3)                       | %        | 60              | 55              | 55              | 50              | NBR 6576  | D 5    |

### 3.3.1 - Ligantes asfálticos modificados

Por que modificar ligante asfáltico? A necessidade de modificar ligantes asfálticos relaciona-se ao ganho nas propriedades reológicas que se obtém com as modificações, a saber:

- Aumentar o ponto de amolecimento para resistir a temperaturas mais elevadas de trabalho do pavimento e a maiores esforços das cargas;
- Aumentar a viscosidade resultando em maior espessura de filme (resistência ao envelhecimento) sem risco de exsudação;
- Aumentar a recuperação elástica do ligante asfáltico para resistir mais, a repetição de cargas;
- Menor variação do módulo de resiliência com a temperatura, minimizando a formação de trilhas de roda para altas temperaturas e trincamento para baixas;
- Propicia uma melhor adesividade ligante asfáltico/agregado e,

- vi. Ligante asfáltico modificados por polímero apresentam melhor resistência ao envelhecimento.

### 3.3.1.1 - Ligante asfáltico modificado por polímero

A ANP, através de sua Resolução ANP N° 32, DE 21.9.2010 - DOU 22.9.2010, regulamenta os parâmetros que os ligantes asfálticos modificados por polímeros elastoméricos devem apresentar. Esses parâmetros estão apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - Especificação dos ligantes asfálticos modificados por polímeros elastoméricos - Resolução ANP N° 32, DE 21.9.2010 - DOU 22.9.2010.

| Características                                            | Unidade | 55/75-E                 | 60/85-E  | 65/90-E  | Método de Ensaio |          |
|------------------------------------------------------------|---------|-------------------------|----------|----------|------------------|----------|
|                                                            |         | Limite da Especificação |          |          | ABNT / NBR       | DNIT- ME |
| Penetração 25°C, 5s, 100g                                  | 0,1 mm  | 45 – 70                 | 40-70    | 40-70    | -                | 155/2010 |
| Ponto de Amolecimento, min.                                | °C      | 55                      | 60       | 65       | -                | 131/2010 |
| Ponto de Fulgor, min.                                      | °C      | 235                     | 235      | 235      | 11341            | -        |
| Viscosidade Brookfield a 135°C, spindle 21, 20 rpm, máx.   | cP      | 3000                    | 3000     | 3000     | 15184            | -        |
| Viscosidade Brookfield a 150°C, spindle 21, 50 rpm, máx.   | cP      | 2000                    | 2000     | 2000     | 15184            | -        |
| Viscosidade Brookfield a 177°C, spindle 21, 100 rpm, máx.  | cP      | 1000                    | 1000     | 1000     | 15184            | -        |
| Ensaio de Separação de Fase, máx.                          | °C      | 5                       | 5        | 5        | 15166            | -        |
| Recuperação Elástica a 25°C, 20 cm, mín.                   | %       | 75                      | 85       | 90       | -                | 130/2010 |
| <b>Efeito do calor e do ar - RTFOT, 163 °C, 85 minutos</b> |         |                         |          |          |                  |          |
| Variação de massa, máx., (1)                               | % massa | 1,0                     | 1,0      | 1,0      | 15235            | -        |
| Variação do PA, máx.                                       | °C      | - 5 a +7                | - 5 a +7 | - 5 a +7 | -                | 131/2010 |
| Porcentagem de Penetração Original, mín.                   | %       | 60                      | 60       | 60       | -                | 155/2010 |
| Porcentagem de Recuperação Elástica Original a 25°C, mín.  | %       | 80                      | 80       | 80       | -                | 130/2010 |

(1) A variação em massa, em porcentagem, é definida como:  $\Delta M, \% = [(M_{inicial} - M_{final}) / M_{inicial}] \times 100$

onde:

$M_{inicial}$  – massa antes do ensaio RTFOT

$M_{final}$  – massa após o ensaio RTFOT

Diversos são os tipos de polímeros empregados para modificação de ligante asfáltico para fins rodoviários. A classificação mais utilizada é a de Dismem, que classifica em quatro grupos distintos (DNER 1998):

a) **termorrígidos**: são aqueles que não se fundem, degradam numa temperatura limite e endurecem irreversivelmente quando aquecidos a uma temperatura dependente de sua estrutura química. Como por exemplo: resina epóxi, poliuretano, (garrafa pet) etc.

b) **termoplásticos**: são aqueles que se fundem e se tornam maleáveis reversivelmente quando aquecidos. São incorporados aos asfaltos à alta temperatura (LEITE, 1999). Como por exemplo, tem-se o polietileno, polipropileno atático e o policloreto de vinila (EVA), metacrilato de glicidil

c) **elastômeros**: são aqueles que quando aquecidos se decompõem antes de amolecer, e apresentam propriedades elásticas que lembram a borracha. Como por exemplo, tem-se Stireno-butadieno-rubber (SBR) (DNER, 1998). trata-se de um polímero que é apresentado em meio aquoso e devido às suas características é utilizado em menor escala em modificações de ligante asfáltico.

d) **elastômero-termoplásticos**: são aqueles que ao serem aquecidos se comportam como termoplásticos, mas em temperaturas mais baixas apresentam propriedades elásticas. Como exemplos, tem-se o SBS e o RET (DNER, 1998). Styrene-Butadiene-Styrene (SBS) é o mais empregado em modificação de ligantes

Com referência ao teor de polímero, tem-se praticado porcentagens na ordem de até 6%. Essa quantidade de polímero é função, principalmente, das características que se deseja atingir com o produto final e em menor escala ao tipo de ligante asfáltico matriz e também ao processo de incorporação do polímero. Observe-se que na Tabela 13, é apresentado três classes: 55/75E, 60/85E e 65/90E, a primeira dezena indica o ponto de amolecimento do ligante asfáltico modificado e a segunda dezena, indica a recuperação elástica e quanto maiores os valores numéricos, maior a porcentagem de polímero adicionado.

Na Figura 77 e Figura 78 são apresentados, esquematicamente, a conformação espacial do SBS.

Figura 77 - Conformação espacial do SBS

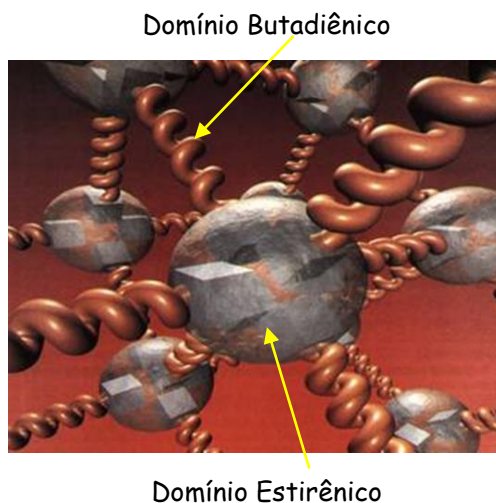
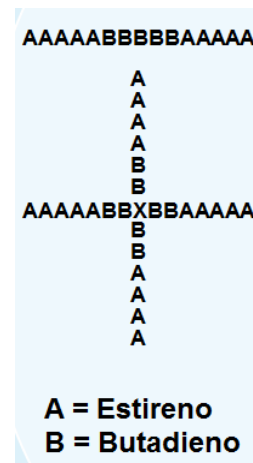


Figura 78 - Forma das ligações entre o estireno e o butadieno



Para se determinar a porcentagem de polímero SBS adicionado a um dado ligante asfáltico modificado é uma tarefa relativamente difícil, no processo de incorporação, ocorre uma reação química e devido a essa reação o processo de determinação não é usual. Também existem variações quanto ao tipo de ligante asfáltico matriz, podendo existir dois tipos de ligantes asfálticos modificados por polímero SBS com mesma classificação, por exemplo, 55/75E, mas com adição de porcentagens de polímeros distintas. Na prática, tem-se atentado para a classe em que o ligante asfáltico modificado se enquadra e não a quantidade de polímero adicionado.

RET, diferentemente dos polímeros SBR e SBS, em que as modificações são realizadas por empresas distribuidoras de ligantes asfálticos e entregues ao cliente o produto pronto para uso, a modificação do ligante asfáltico com polímero RET pode (e normalmente é) realizado na própria obra, esse processo é denominado de *just in time*. Trata-se de um processo em que o resultado final do produto é de responsabilidade do cliente e que muitas vezes se tem deparado com insucessos em obras devido a erros no processo de incorporação do polímero no ligante, principalmente, com a diminuição no teor de polímero

adicionado. O polímero RET é um plastômero e em misturas asfálticas o ganho principal relaciona-se com o aumento na resistência à deformação permanente em trilha de roda. O teor de polímero RET adicionado ao ligante asfáltico é de 1,2%, ao processo também é adicionado ácido polifosfórico, que não deve ser utilizado em misturas asfálticas com adição de cal.

### 3.3.1.2 - Ligante asfáltico modificado por BPM

A adição de borracha de pneu moído (BPM) em misturas asfálticas pode ser por dois processos:

- Processo úmido em que a incorporação da BPM é feita ao CAP como um polímero modificador das características. Entretanto, nesse processo não ocorre a modificação do ligante, ou seja, da matriz do ligante, pode-se considerar uma reação de domínio mais físico que químico. Ainda no processo via úmida a BPM pode ser incorporada ao ligante de duas formas:
  - Terminal Blending - Preparado em fábrica e transportado para a obra (mais usual)
  - Just in time - Preparado imediatamente antes da utilização.
- Processo seco em que a incorporação se dá na mistura asfáltica como substituição de parte do agregado.

Os ligantes asfálticos modificados por adição de BPM são denominados de fluidos pseudoplásticos quando acima de 100°C. O processo de incorporação utiliza alta temperatura e alto cisalhamento que propicia a vulcanização de parte da borracha não vulcanizada no processo de industrialização do pneu, evidencia-se assim a preferência da utilização de borracha de pneus de caminhão em que, nesses pneus existem cerca de 70% de borracha em estado natural. Diferentemente de pneus de veículos leves em que a porcentagem de borracha não vulcanizada é na ordem de apenas 30%.

O processo de incorporação é sensível ao tamanho da partícula da borracha, o que garante uma melhor compatibilidade, propiciando maior viscosidade a alta temperatura.

Na Tabela 12 é apresentada as distribuições granulométricas dos dois tipos de BPM, utilizada na incorporação de BPM em ligantes asfálticos e na

Figura 79 é apresentado os parâmetros do ligante asfáltico modificado por BPM conforme especificação da ANP através da Resolução N° 39, DE 24.12.2008

Tabela 12 - Distribuição granulométrica da BPM

| Peneiras |               | % que passa     |                  |
|----------|---------------|-----------------|------------------|
| n.       | Abertura (mm) | Tipo 1 - (AB-8) | Tipo 2 - (AB-22) |
| 8        | 2,36          | 100             | -                |
| 10       | 2,0           | 95 - 100        | 100              |
| 16       | 1,8           | 40 - 60         | 70 - 100         |
| 30       | 0,6           | 0 - 20          | 25 - 60          |
| 50       | 0,29          | 0 - 10          | 0 - 20           |
| 100      | 0,149         | 0 - 4           | 0 - 10           |
| 200      | 0,075         | -               | 0 - 5            |

Figura 79 - Especificação de ligante asfáltico modificado por BPM - ANP Resolução n. 39 de 24.12.2008

| CARACTERÍSTICA                                                 | UNIDADE | LIMITE   |           | MÉTODO   |        |
|----------------------------------------------------------------|---------|----------|-----------|----------|--------|
| TIPO                                                           |         | AB8      | AB22      | ABNT/NBR | ASTM   |
| Penetração (100 g, 5s, 25°C)                                   | 0,1 mm  | 30 - 70  |           | 6576     | D 5    |
| Ponto de amolecimento, mín.                                    | °C      | 50       | 55        | 6560     | D 36   |
| Viscosidade Brookfield a 175°C, spindle 3, 20 rpm, máx.        | cP      | 800-2000 | 2200-4000 | 15529    | D 2196 |
| Ponto de fulgor, mín.                                          | °C      | 235      |           | 11341    | D 92   |
| Estabilidade à Estocagem, máx.                                 | °C      | 9        |           | 15166    | D 7173 |
| Recuperação Elástica a 25° C, 10 cm, mín.                      | %       | 50       | 55        | 15086    | D 6084 |
| Variação em massa do RTFOT, máx                                | % massa | 1,0      |           | 15235    | D 2872 |
| Ensaio no Resíduo RTFOT                                        |         |          |           |          |        |
| Variação do ponto de amolecimento, máx.                        | °C      | 10       |           | 6560     | D 36   |
| Porcentagem de Penetração original, mín.                       | %       | 55       |           | 6576     | D 5    |
| Porcentagem de Recuperação Elástica Original (25°C, 10 cm) mín | %       | 100      |           | 15086    | D 6084 |

### 3.3.2 - Produção do asfalto

Quase todo o asfalto em uso hoje em dia é obtido do processamento (refino) do petróleo bruto (ou cru). Muitas refinarias são localizadas próximas aos locais com transporte por água, ou supridos por dutos a partir de terminais marítimos.

A composição dos petróleos varia de acordo com a fonte. Cada petróleo leva a diferentes quantidades de resíduos de cimentos asfálticos (CAP) e outras frações passíveis de serem destiladas.

Basicamente, o processamento do petróleo pode ser feito em um ou dois estágios (petróleos pesados e leves, respectivamente), o que irá definir a planta da refinaria. Na Figura 80 e na Figura 81 são ilustrados os dois procedimentos principais.

Figura 80 - Sistema de refino com apenas um estágio

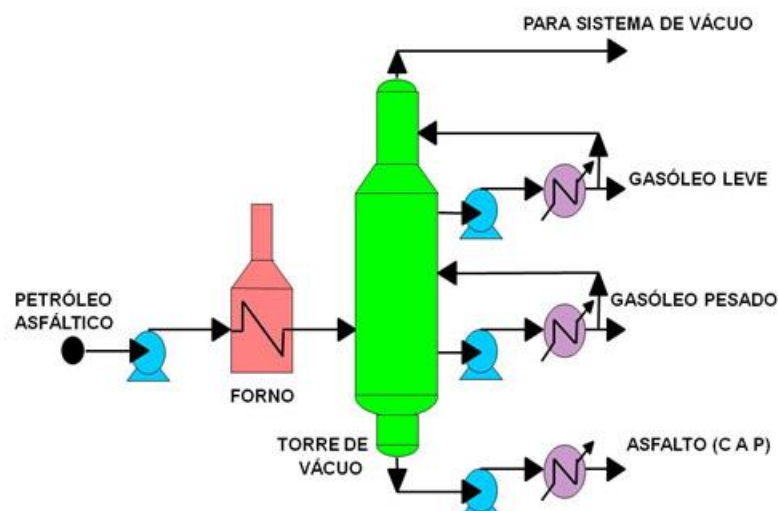
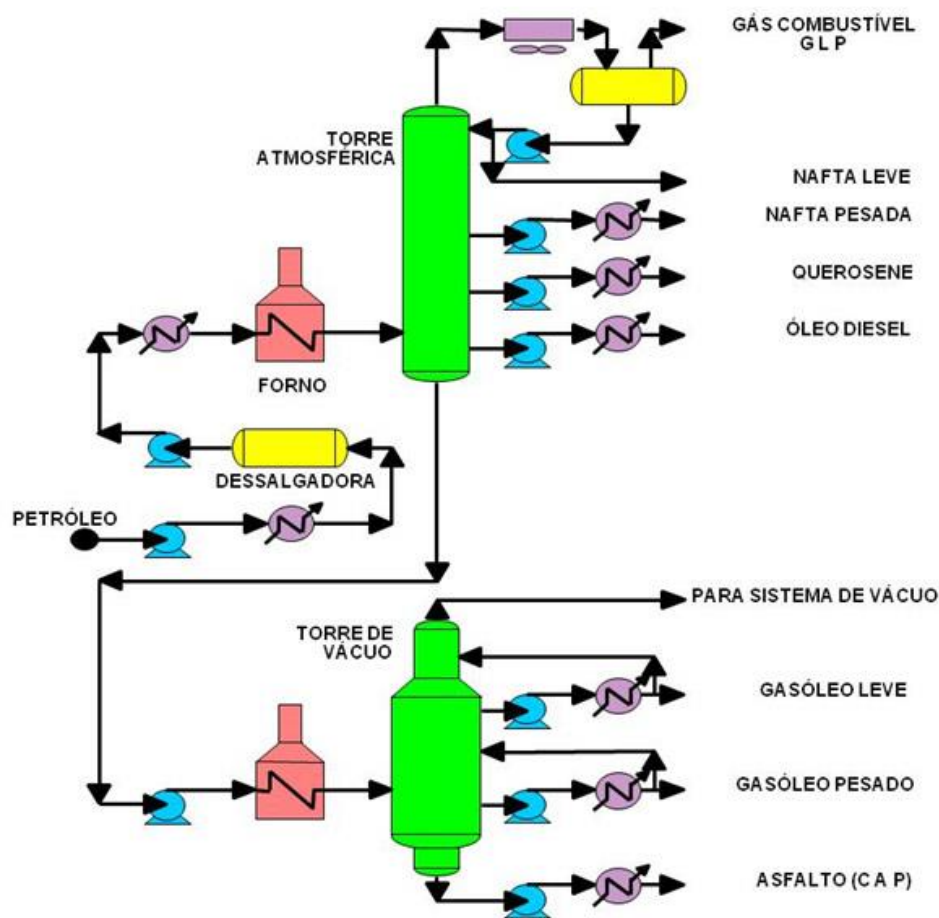


Figura 81 - Sistema de refino com dois estágios



### 3.3.3 - Ensaios correntes de caracterização de ligantes asfálticos no Brasil

Como mencionado, o asfalto é um material termoviscoelástico, isto é, suas propriedades de consistência reológicas e mecânicas variam com a temperatura e com a velocidade de aplicação e tempo de atuação do carregamento.

Assim, todos os ensaios realizados para medir as propriedades do CAP devem ter uma temperatura especificada e alguns deles também definem o tempo e a velocidade do carregamento aplicado durante o ensaio.

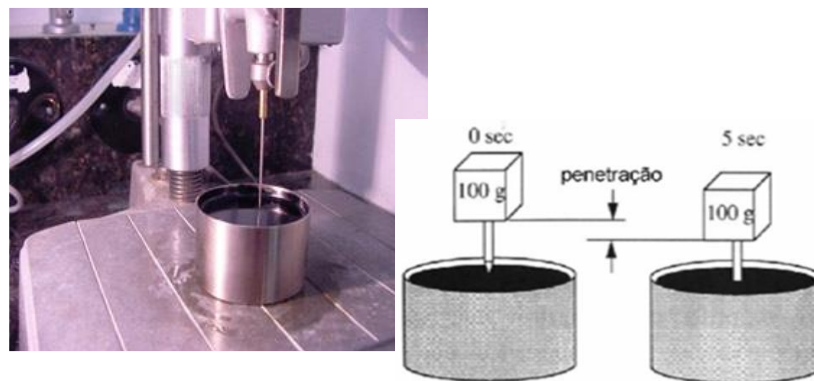
A seguir serão apresentados os ensaios utilizados para a caracterização dos asfaltos segundo a especificação brasileira.

### 3.3.3.1 - Ensaio de penetração

Este é um ensaio que mede a consistência do asfalto e é utilizado no Brasil (e em especificações de vários países) para a classificação dos cimentos asfálticos de petróleo utilizados no setor rodoviário.

A penetração é a profundidade, em décimos de milímetro, que uma agulha de massa padronizada (100 g) penetra numa amostra de volume padronizado de ligante convencional ou de ligante modificado, num tempo de 5 segundos e à temperatura de 25°C. Em cada ensaio, três medidas individuais de penetração são realizadas. A média dos três valores é anotada e aceita se a diferença entre as três medidas não exceder a um limite especificado em norma. A consistência do ligante asfáltico é tanto maior quanto menor for a penetração da agulha. A norma brasileira para este ensaio é a ABNT NBR 6576/98. Na Figura 82 é apresentado o equipamento para o ensaio de penetração.

Figura 82 - Detalhe da agulha de penetração e esquema ilustrativo do ensaio



### 3.3.3.2 - Ensaio de ponto de amolecimento

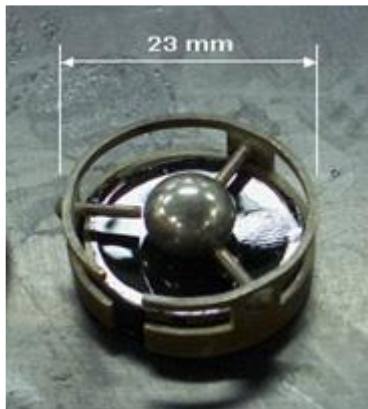
O ponto de amolecimento é uma medida empírica que correlaciona a temperatura na qual o ligante asfáltico amolece quando aquecido sob certas condições particulares e atinge uma determinada condição de escoamento.

Uma bola de aço de dimensões e peso especificados é colocada no centro de uma amostra de asfalto que está confinada dentro de um anel metálico padronizado. Todo o conjunto é colocado dentro de um banho de água num béquer. O banho é aquecido a uma taxa controlada de 5°C/minuto. Quando o ligante (CAP convencional, asfalto modificado por polímeros elastoméricos, asfalto-borracha) amolece o suficiente para não mais suportar o peso da bola, a bola e o asfalto deslocam-se em direção ao fundo do béquer. A temperatura é marcada no instante em que a mistura amolecida toca a placa do fundo do conjunto padrão de ensaio. O teste é conduzido com duas amostras do mesmo material. Se a diferença de temperatura entre as duas amostras exceder a 2°C, o ensaio deve ser refeito. Devido a essas condições descritas, esse ensaio é também referenciado como ensaio do anel e bola (ABNT NBR 6560), conforme mostrado na Figura 83.

Os ensaios de penetração e ponto de amolecimento podem se constituir em ensaios mínimos obrigatórios de recebimento do asfalto em campo.

Figura 83-. Determinação do ponto de amolecimento - método do anel e bola (Foto: ABEDA, 2009)

a) Anéis com asfalto e esfera



b) ensaio em processo



c) final do ensaio



Com esses dois ensaios, é possível se calcular, com a equação 4, o Índice de Susceptibilidade Térmica (IST) do asfalto por meio da equação de Pfeiffer e Van Doormaal - Índice de Penetração (IP):

$$IP = \frac{500 \log P + 20PA - 1951}{120 - 50 \log P + PA} \quad (4)$$

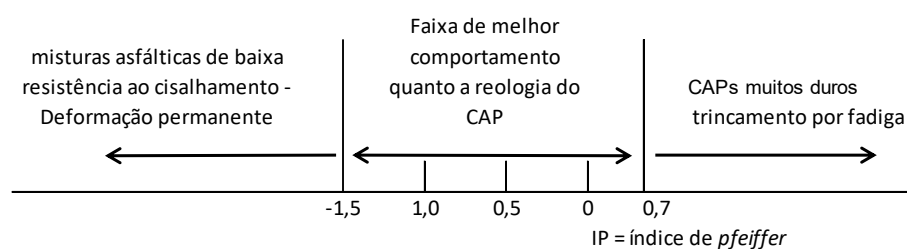
Onde:

- IP = Índice de Penetração (é o IST utilizado na especificação brasileira);
- P = Penetração do asfalto na temperatura de 25°C (x 0,1 mm);
- PA = Temperatura do ponto de amolecimento do asfalto (°C).

A atual especificação brasileira admite uma variação do IST entre -1,5 a +0,7. Valores de IST levemente positivos indicam um asfalto mais resistente a altas temperaturas, indicado para aplicação em regiões mais quentes. Entretanto, valores maiores que +0,7 indicam CAPs oxidados ou que sofreram um processo de envelhecimento no seu manuseio. São CAPs muito duros, que tenderão a produzir misturas asfálticas de pouca flexibilidade, com desempenho comprometido quanto ao comportamento à fadiga (trincamento).

Por outro lado, valores levemente negativos indicam um asfalto muito sensível a altas temperaturas, indicado para aplicação em regiões de temperaturas mais amenas e frias. Valores de IST acima de -1,5 tenderão a produzir misturas asfálticas de baixa resistência ao cisalhamento, com desempenho comprometido quando à deformação permanente (trilha de roda) (Figura 84).

Figura 84 - Escala do índice de susceptibilidade térmica - equação de Pfeiffer e Van Doormaal



FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO

Departamento de Transportes e Obras de Terra

APOSTILA DE MATERIAIS DE PAVIMENTAÇÃO

Prof. Dr. Edson de Moura

Exercício de fixação: No recebimento de uma carga de ligante 50/60, foi coletada amostra ligante para realizar ensaios de recebimento. Foram realizados ensaios de Ponto de Amolecimento e Penetração que apresentaram os seguintes valores: Ponto de amolecimento igual a 47°C e penetração de  $52 \times 10^{-1}$  mm. Para esses valores, calcule o valor do IST e avalie a qualidade do ligante recebido.

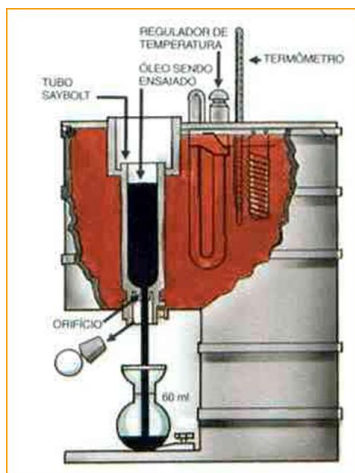
### 3.3.3.3 - Ensaios de viscosidade - Saybolt-Furol

A viscosidade é uma medida da consistência do ligante asfáltico por resistência ao escoamento. A especificação brasileira, basicamente, apresenta dois procedimentos para a determinação da viscosidade: utilizando-se o viscosímetro Saybolt-Furol e o viscosímetro rotacional Brookfield.

Atualmente, o viscosímetro Saybolt-Furol é o equipamento mais usado para avaliação da viscosidade do CAP. Registra-se que, para a determinação da viscosidade de ligante asfáltico modificado por polímero utiliza-se o viscosímetro rotacional, entretanto, há uma tendência de migração para o emprego do viscosímetro rotacional Brookfield na determinação da viscosidade de CAPs, por ser este equipamento mais representativo para a determinação da resistência ao escoamento dos fluidos.

O viscosímetro Saybolt-Furol (Figura 85) consta de um tubo com formato e dimensões padronizadas, no fundo do qual fica um orifício de diâmetro  $3,15 \pm 0,02$  mm denominado de furol. O tubo, cheio de material a ensaiar, é colocado num recipiente envolto em um banho de óleo térmico com o orifício fechado. Quando o material estabiliza nas temperaturas exigidas (135 °C, 150 °C e 177 °C), abre-se o orifício e inicia-se a contagem do tempo. Desliga-se o cronômetro quando o líquido alcança, no frasco (de vidro) inferior, a marca de 60 ml. O valor da viscosidade é medido em segundos Saybolt-Furol, abreviado como sSF, a uma dada temperatura de ensaio. A norma brasileira para este ensaio é a ABNT NBR 14950.

Figura 85- Viscosímetro Saybolt-Furol



Obtendo-se os valores da viscosidade para as temperaturas de 135 °C, 150 °C e 177 °C, é possível definir a curva viscosidade x temperatura do CAP, a qual é de fundamental importância para o controle da compactação, para transporte e transferência do ligante asfáltico entre reservatórios e usinagem da mistura asfáltica respectivamente.

A viscosidade está diretamente relacionada à trabalhabilidade do ligante asfáltico. É de difícil determinação da viscosidade do ligante quando se está processando o ligante e/ou mistura asfáltica. Entretanto, é sabido que o ligante a uma determinada temperatura apresenta uma viscosidade satisfatória para ser bombeado de um reservatório para outro. Da mesma forma, através da temperatura pode-se determinar qual a viscosidade que o ligante asfáltico apresenta as melhores condições para usinagem e compactação da mistura asfáltica. Assim, as temperaturas especificadas relacionam-se às viscosidades que os ligantes asfálticos apresentam a sua melhor trabalhabilidade.

Na usinagem da mistura asfáltica, para que ocorra um perfeito envolvimento do agregado pelo asfalto, é necessário que a viscosidade sSF do ligante esteja no intervalo  $80 \pm 15$  sSF enquanto para a sua compactação, a viscosidade deverá estar no intervalo  $140 \pm 15$  sSF. Assim, para cada tipo de CAP será necessário se ajustar as temperaturas de aquecimento do CAP e quanto a temperatura dos agregados de  $10^\circ\text{C}$  a  $15^\circ\text{C}$  acima da temperatura do ligante.

#### 3.3.3.4 - Ensaios de viscosidade - Rotacional Brookfield

O viscosímetro rotacional Brookfield (Figura 86) permite medir as propriedades de consistência relacionadas ao bombeamento e à estocagem do ligante. É indicado para medir a viscosidade de CAPs convencionais, asfaltos modificados por polímeros elastoméricos e asfalto-borracha. Permite ainda obter gráfico de temperatura-viscosidade para o projeto de mistura asfáltica, por meio da medida do comportamento do fluido a diferentes taxas de cisalhamento e a diferentes tensões de cisalhamento, obtidas por rotação de cilindros coaxiais que ficam mergulhados na amostra em teste (ABNT NBR 15184). É uma medida da viscosidade dinâmica expressa em centiPoise (cP).

A unidade de medida de viscosidade no sistema internacional é Pascal segundo ( $\text{Pa}\cdot\text{s} = 1\text{Ns}/\text{m}^2$ ); no sistema CGS a unidade é o Poise ( $P = 1\text{g}/\text{cm}\cdot\text{s} = 0,1\text{Pa}\cdot\text{s}$ ). O centiPoise é equivalente ao miliPascal e  $1000\text{cP} = 1\text{Pa}\cdot\text{s}$ . Este mesmo equipamento pode ser aplicado, com vários tipos de hastes (*spindles*) e para diferentes materiais ou faixa de temperatura, para tanto, é necessário especificar a rotação e o número correto do "*spindle*", por exemplo: utiliza-se 20 rpm e *spindle* 21 para o CAPs convencionais.

Figura 86- Viscosímetro rotacional e preparação das provas



Viscosímetro rotacional (RV) tem sido utilizado pelo Superpave para medir a viscosidade do ligante asfáltico a temperaturas elevadas, acima de 100°C, no intuito de se quantificar se o ligante asfáltico possui fluidez suficiente para ser bombeado e para a estocagem. Muitos ligantes asfálticos comportam-se como fluídos newtonianos e, por conseguinte, a medida da viscosidade do ligante asfáltico é suficiente para representar a trabalhabilidade do ligante asfáltico. O ensaio é padronizado pelas normas da ASTM D4422 e ASSHTO TP48, e pela norma brasileira ABNT NBR 15184.

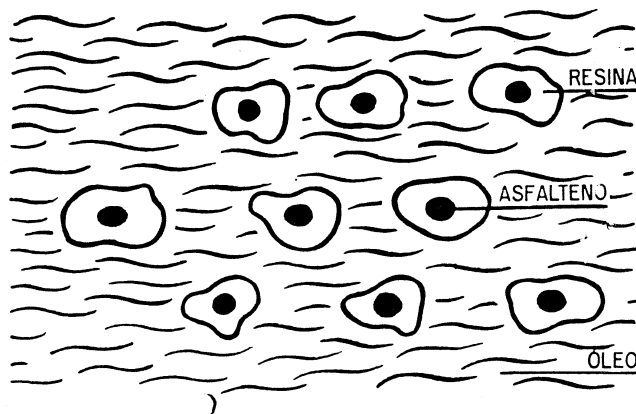
A determinação das temperaturas de usinagem e de compactação de misturas asfálticas com ligante asfáltico modificado por polímero são determinadas em função da viscosidade do ligante asfáltico, entretanto, o procedimento de determinação ainda não está totalmente determinado. Essas temperaturas são determinadas pelos fornecedores de ligantes asfálticos.

### 3.3.3.5 - Adesividade ligante asfáltico/agregado

Adesividade é a propriedade do ligante asfáltico aderir á superfície do agregado. Quanto melhor for essa aderência melhor resposta estrutural da mistura asfáltica frente a ação da solicitação do tráfego e das intempéries.

Segundo Vinha (1975), "os asfaltos, em sua maioria, são suspensões coloidais em que a fase dispersa se compõe de hidrocarbonetos de alto peso molecular, os asfaltenos, tendo incorporado à sua superfície resinas aromáticas e as moléculas polares que os mantêm em suspensão em uma fase de hidrocarbonetos de menor peso molecular, os óleos, como é mostrado na Figura 87. A existência dessas resinas nos asfaltos, embora fracamente polares, possibilita-lhes aderir à superfície dos agregados por mecanismo de adsorção".

Figura 87 - Suspensão coloidal (Vinha, 1975)



As relações interfaciais do contato entre o ligante asfáltico e a superfície do agregado mineral são mostradas nas Figura 88 e na Figura 89 (Vinha, 1975).

onde:  $\gamma_{12}$  = tensão interfacial entre o agregado e o ligante asfáltico;

$\gamma_{13}$  = tensão interfacial entre o agregado e o ar; e,  
 $\gamma_{23}$  = tensão interfacial entre o ligante e o ar

Figura 88 - Relações interfaciais entre agregado, ligante asfáltico e ar (Vinha, 1975)

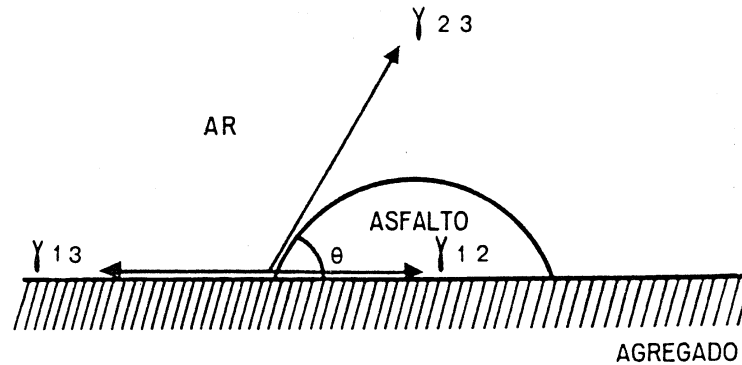
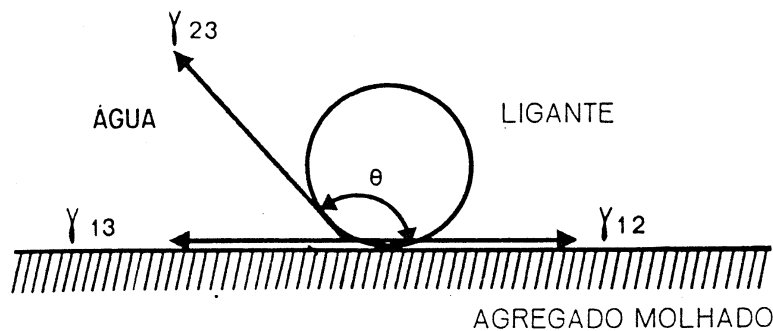


Figura 89 - Relações interfaciais entre agregado, ligante asfáltico e água (Vinha, 1975).



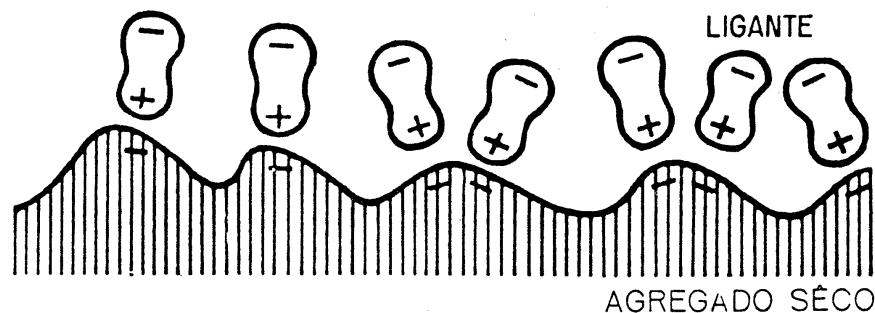
Segundo Saal apud Vinha (1975), com o agregado seco (Figura 88), o ângulo de contato entre o ligante asfáltico e a superfície do agregado ( $\gamma_{12}$ ) varia de 0° a 47°. Nessas condições, o ligante asfáltico flui livremente pela superfície do agregado, "molhando-o" extensivamente.

Entretanto, caso o agregado tenha água em sua superfície (Figura 89), o ângulo de contato varia de acordo com o tipo de agregado, mas sempre superior a 90°. O ligante asfáltico não "molha" a superfície do agregado e por conseguinte, não se consegue boa adesão, pois, sendo as moléculas de água bipolos eletricamente muito mais ativos do que os bipolos elétricos dos asfaltos, sua afinidade pela superfície do agregado é muito maior.

Havendo esse íntimo contato, ocorrem adsorções de ordem física-mecânica e elétrica pelo agregado. A adsorção física-mecânica está relacionada com as características superficiais dos agregados: textura, porosidade, limpeza do agregado, composição mineralógica; e, também ao "poder molhante" do ligante asfáltico, propriedade também associada à viscosidade do ligante. A adsorção elétrica é devida à atração das partículas polares do asfalto pelas cargas livres da superfície do agregado, representada esquematicamente na

Figura 90 (Vinha, 1975).

Figura 90 - Forma de ligação entre o ligante asfáltico e a superfície do agregado (Vinha, 1975).



Segundo Franquet (1999), um ângulo de contato entre o ligante asfáltico e o agregado de  $\gamma_{12} = 0^\circ$  indica uma total "molhagem" do agregado pelo ligante; em contrapartida, um ângulo  $\gamma_{12} = 180^\circ$  indica uma superfície completamente hidrofóbica. Normalmente, quando o ângulo  $\gamma_{12}$  se encontra entre  $90^\circ$  e  $180^\circ$ , a água tende a deslocar o ligante da superfície do agregado, porque esta faixa angular caracteriza uma adesividade físico-mecânica. A propriedade principal dos aditivos melhoradores de adesividade é diminuir esse ângulo para valores inferiores à  $90^\circ$ , permitindo uma melhor molhagem do agregado pelo ligante.

Segundo Neder et al. (1996), os aditivos químicos melhoradores de adesividade de aminas graxas, denominados de DOPE, possuem longa cadeia carbônica e são os mais indicados para ligantes asfálticos, pois as aminas graxas, adicionadas ao ligante asfáltico, tem a característica de diminuir a tensão superficial no contato entre o ligante asfáltico e a superfície do agregado; as aminas graxas receberam este nome por serem obtidas a partir de ácidos graxos em geral de sebo (gordura animal). As aminas têm forte, e as vezes permanente, capacidade de se ligar com a sílica ( $\text{SiO}_2$ ). Essa ligação pode permanecer sob a ação da água o que pode aumentar significativamente a adesão entre ligante asfáltico e a superfície do agregado.

Ainda segundo os mesmos autores, a estabilidade dos aditivos químicos melhoradores de adesividade é transiente, ou seja, normalmente os aditivos são adicionados ao ligante asfáltico em tanques de estocagem. Esses ligantes asfálticos já com tais aditivos não devem permanecer por longos períodos nesses tanques, pois quanto maior for o tempo de estocagem mais deteriorada estarão as propriedades dos aditivos químicos. Outro fator relevante, mencionado pelos autores, é a temperatura a que o ligante asfáltico deve estar para receber a adição do aditivo, temperatura na qual normalmente parte do aditivo evapora-se.

A importância de uma boa aderência ligante asfáltico/agregado é tal que na literatura existem vários ensaios para indicar a essa eficiência, pois, misturas asfálticas com problemas de adesividade, apresentam em um curto período o aparecimento de fissuras que evoluem para trincas e com a ação do tráfego o esborcinamento dessas trincas, formam o defeito trincas "couro de jacaré" formando as painelas que, traduz a falência estrutural do pavimento e principalmente no comprometendo do conforto e a segurança para o usuário.

Os ensaios empregados para verificação da eficiência da adesividade ligante asfáltico/agregado podem ser divididos em dois grupos:

- (i) Avaliação visual das partículas de agregados envolvidas por filme de ligante asfáltico e após um procedimento de ação de água, avalia-se a adesividade.
- (ii) Ensaios de abrasão ou de resistência à tração por compressão diametral em conjuntos de corpos de prova tipo Marshall de misturas asfálticas com distribuição granulométrica contínuas ou descontínuas, submetidos ou não a algum processo de condicionamento.

a) Ensaios de avaliação visual

Os ensaios normatizados pelas normas: DNIT 452/2024 - ME Agregado graúdo - Adesividade ao ligante asfáltico - Método de ensaio, NBR 12583 DE 06/2017 - Agregado graúdo - Determinação da adesividade ao ligante betuminoso e NBR12584 DE 06/2017 - Agregado miúdo - Verificação da adesividade ao ligante betuminoso, referem-se ao grupo de procedimentos que avaliam a partícula dos agregados envoltos por filme de ligante asfáltico.

Como mencionado anteriormente, se na avaliação com esses métodos o resultado for insatisfatório (Figura 91), deve-se adicionar DOPE ao ligante asfáltico de forma a corrigir a polaridade elétrica do ligante em porcentagens crescentes até obter a superfície do agregado totalmente recoberta com filme de ligante asfáltico (Figura 92).

Figura 91 - Adesividade ligante asfáltico/agregado não satisfatório



Figura 92 - Adesividade ligante asfáltico/agregado satisfatório



b) Avaliação de misturas asfálticas tipo Gap-graded

Dois procedimentos para verificação da adesividade ligante asfáltico/agregado de misturas asfálticas com distribuição granulométrica descontínuas tipo CPA (camada porosa de atrito):

- NBR15140 DE 02/2014 - Misturas asfálticas — Determinação da perda de massa por abrasão cântabro
- DNER-ME 386/99 - desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero - ensaio Cantabro

Ambos os procedimentos consistem basicamente em submeter um corpo de prova tipo Marshall por vez à 300 revoluções do equipamento abrasão Los Angeles, a 30 rpm e a 25°C sem as esferas. O resultado é expresso em porcentagem da perda de massa do corpo de prova. Alguns órgãos rodoviários têm especificado valor de até 25% de perda.

c) Avaliação de misturas asfálticas com graduação contínuas

Para as misturas com distribuição granulométrica contínuas é utilizado o ensaio denominado de DUI, dano por umidade induzida, conforme preconizam as normas: NORMA DNIT 180/2018 - ME Pavimentação - Misturas asfálticas - Determinação do dano por umidade induzida e NBR15617 DE 12/2015 - Misturas asfálticas - Determinação do dano por umidade induzida. Procedimento bastante difundido no meio rodoviário.

Esse procedimento foi idealizado por idealizado por Kandhal (1992) para verificação da efetividade do uso de materiais pulverulentos com a Cal CH-I na adesividade ligante asfáltico/agregado de misturas com graduação tipo densas. Na concepção da norma AASHTO T-283/89 - Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage, foi proposto um procedimento de junção dos métodos abordados anteriormente: - Tunnichiff & Root NCHRP-274/84, ASTM-D 4867/88 e Lottman Test (NCHRP-246/82).

Este método avalia a propriedade da adesividade em misturas asfálticas, considerando o efeito deletério da água em corpos-de-prova Marshall, com volume de vazios entre 6% e 8%. A análise é feita com a obtenção da relação entre a resistência à tração de corpos-de-prova submetidos previamente a condicionamentos e a resistência à tração de corpos-de-prova sem condicionamento (RRT). O valor desta relação pode ser utilizado para prever o desempenho de misturas asfálticas face à adesividade ligante/agregado e avaliar o benefício da adição de aditivos líquidos e/ou pulverulentos melhoradores de adesividade à mistura. Alguns órgãos rodoviários têm especificado valores de RRT > 70%.

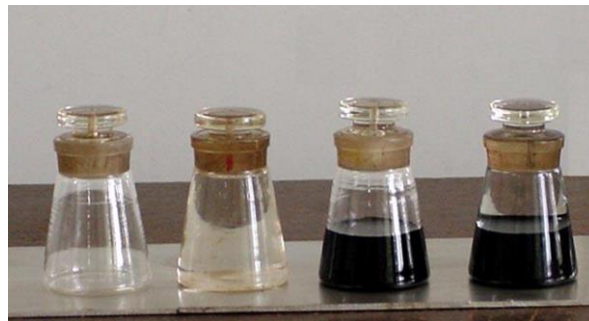
O método preconiza moldagem de seis corpos-de-prova no equipamento Marshall com volume de vazios entre 6% a 8% e divisão em dois grupos de três corpos-de-prova cada. O primeiro grupo é submetido ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral à 25°C sem nenhum tipo de condicionamento e o segundo grupo passa pelo processo de condicionamento de saturação dos vazios de ar entre 55% e 80%, em seguida os corpos são resfriados a -17°C por no mínimo 16 h. Após esse período os corpos de prova são retirados do resfriamento e imediatamente são colocados em banho maria à 60°C por 2h. Ao final do processo de condicionamento os corpos de prova permanecem em banho a 25 °C por mais 2h quando são submetidos ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

### 3.3.3.6 - Ensaio de massa específica e densidade

A massa específica do ligante asfáltico é determinada com emprego do picnômetro padrão (Figura 93) e é definida como a relação entre a massa e o volume do ligante. A massa específica e a densidade relativa do CAP e dos asfaltos modificados, varia entre 1,002 e 1,035g/cm<sup>3</sup>. Registra-se que quanto maior a massa específica melhor o resultado do seu emprego em misturas asfálticas.

O ensaio é realizado de acordo com a norma ABNT NBR 6296. A densidade relativa é a razão entre a massa específica do asfalto a 20°C e a massa específica da água a 4°C, que é de aproximadamente 1 g/cm<sup>3</sup>. A finalidade é a conversão de massas em volumes durante os cálculos de determinação do teor de projeto de ligante numa mistura asfáltica (método Marshall).

Figura 93- determinação da massa específica do ligante asfáltico



### 3.3.3.7- Recuperação Elástica

Quando um semieixo de caminhão passa sobre o revestimento, as tensões provocam uma deformação na mistura asfáltica. Após a passagem do eixo, a mistura começa a ter uma recuperação desta deformação. Se a recuperação elástica do CAP for baixa, a mistura asfáltica tenderá a apresentar uma parcela maior de deformação plástica, contribuindo para formação da trilha de roda. Assim, um dos objetivos de se incorporar polímero ou borracha de pneu moído ao CAP é melhorar as propriedades reológicas, nesse quesito, a recuperação elástica do ligante e com isso diminuir a deformação plástica da mistura asfáltica. Outro objetivo importante é melhorar a resistência da mistura asfáltica ao comportamento à fadiga, retardando o aparecimento do trincamento no revestimento.

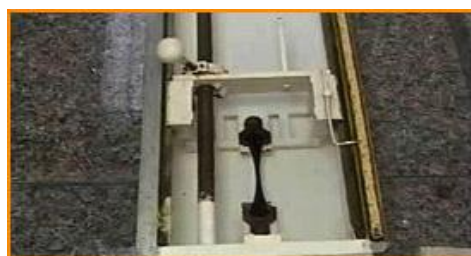
A Recuperação Elástica é um ensaio empregado para caracterizar e distinguir materiais modificados por polímeros elastoméricos (AMP) ou por borracha de pneus moído (AB) em relação ao CAP convencional. O equipamento utilizado é o ductilômetro com molde modificado e é realizado a 25°C com velocidade de estiramento de 5 cm/min. Interrompe-se o ensaio após atingir-se 100 ou 200 mm de estiramento, para AB ou AMP, respectivamente, e secciona-se o fio de ligante, em seu ponto médio, observando-se ao final de 60 minutos, o quanto houve de retorno das partes ao tamanho original. Mede-se o comprimento atingido e esse valor é comparado com o especificado. A norma deste ensaio é a ABNT-NBR 15086 /2004.

Na Figura 94 (a, b, c e d) estão apresentados os resultados de dois ensaios de recuperação elástica, um CAP convencional e um modificado por polímeros elastoméricos (AMP).

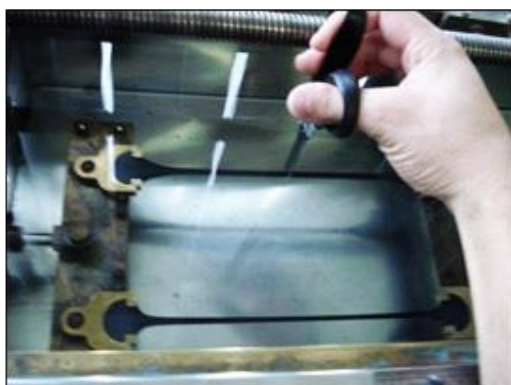
Figura 94 - Ensaio de recuperação elástica de dois ligantes asfálticos um modificado e outro convencional



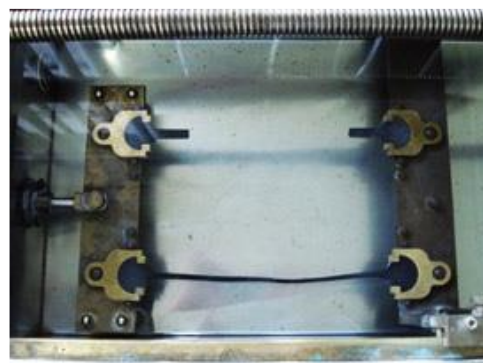
(a) - molde para recuperação elástica



(b) - amostra no início da solicitação



(c) - Amostras sendo cortada após ser esticada por 25 cm.



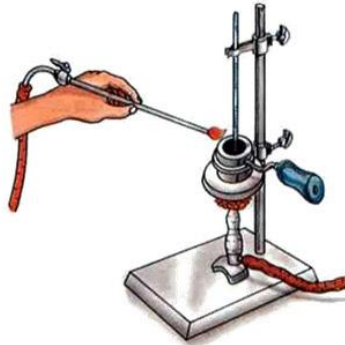
(d) - Amostras após recuperação elástica, uma com elevada recuperação e outra sem recuperação.

#### 3.3.3.8 - Ensaio de ponto de fulgor e de combustão

O ponto de fulgor é um ensaio que tem por objetivo verificar a segurança de manuseio do ligante asfáltico durante o transporte, estocagem e principalmente, na usinagem. Indica a menor temperatura em que os vapores emanados durante seu aquecimento inflamam em presença de chama em condições padronizadas.

Valores de ponto de fulgor de CAP e asfaltos modificados devem ser superiores a 235°C. Temperaturas inferiores podem indicar a presença de algum contaminante nesses produtos. É importante mencionar que a temperatura de 235 °C está bem abaixo da qual o material suportará a combustão e, portanto, raramente o ponto de combustão é determinado para ligantes asfálticos utilizados para fins de pavimentação. Na Figura 95 mostra-se o equipamento para a determinação do ponto de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland, segundo a norma ABNT 11341/2004.

Figura 95- equipamento de ponto de fulgor, vaso aberto de Cleveland



Juntamente ao ensaio de ponto de fulgor determina-se também possível contaminantes no ligante asfáltico. Isso é possível com a verificação da formação de espuma durante o ensaio.

#### 3.3.3.9 - Efeito do calor e do ar - estufa de filme fino rotativo - RTFOT

O ensaio de *rolling thin film oven test* - RTFOT (Figura 96a), normatizado pelas normas AASHTO T 240 e ASTM D2871, simula o envelhecimento que o ligante asfáltico sofre no processo de usinagem e na compactação da mistura asfáltica. Esse tipo de ensaio foi selecionado pelo Superpave pelo fato de avaliar o potencial do ligante asfáltico quanto à oxidação e à evaporação, permitindo quantificar a presença de óleos mais leves e a oxidação que ocorre durante ao aquecimento a 163°C durante 85 minutos (Figura 96b).

A quantificação do envelhecimento se dá através dos ensaios de penetração, viscosidade e dutilidade com o ligante, sendo este um procedimento indireto, usado pelas classificações que utilizam a penetração e outras medidas empíricas para caracterização de estado físico do ligante. No SHRP, o envelhecimento é avaliado pelo enrijecimento do ligante, com mudanças que podem ser medidas por meio do reômetro de cisalhamento dinâmico, dentre outros ensaios.

Durante o processo de usinagem da mistura asfáltica, o CAP fica submetido a uma condição crítica quanto à degradação de seus componentes, principalmente a fração maltênica, que empresta flexibilidade à mistura asfáltica, no processo de usinagem a etapa que ocorre a homogeneização da mistura, a temperatura é elevada, a película do ligante é fina e tem-se a presença de oxigênio. Este ambiente favorece o envelhecimento oxidativo do ligante, podendo comprometer a qualidade da mistura asfáltica se o ligante não estiver especificado ou se a usina não estiver calibrada (temperatura) de acordo com a curva viscosidade x temperatura do CAP.

Figura 96 - Tubos de ensaio utilizados na estufa RTFOT

(a) - Painel frontal da estufa RTFOT



(b) detalhe interno dos tubos de vidro fixados.



Figura 97 - Frasco utilizado na estufa RTFOT

(a) - Frasco de ensaio sem  
ligante



(b) - Frasco com ligante antes  
do ensaio



(c) - Frasco com ligante após  
ensaio



Nos frascos, (Figura 97a) são colocados 36 g de ligante virgem, (Figura 97b). Os frascos são encaixados no carrossel que fica girando na estufa a  $163^{\circ}\text{C}$ , por um período de 85 minutos, (Figura 78b). Cada vez que o bocal do frasco passa na parte baixa do carrossel, ele recebe um jato de ar para simular uma atmosfera com oxigênio e propiciar a oxidação do asfalto, (Figura 97c).

Após o ensaio, os frascos são pesados para se determinar a perda ou o ganho de massa. Na sequência, o ligante envelhecido é retirado dos frascos para que sejam realizados os ensaios de ponto de amolecimento, penetração. Para os CAPs também é realizado o ensaio de ductilidade, já para os ligantes asfáltico modificados é realizado o ensaio de recuperação elástica.

### 3.3.3.10 - PAV

Vaso de envelhecimento sob pressão, denominado de PAV foi é proposto pelo Superpave para simular o envelhecimento do ligante asfáltico que ocorre entre 5 a 10 anos da vida de serviço da mistura asfáltica, Figura 98, Figura 99 e Figura 100. O equipamento foi baseado em um procedimento de ensaio que foi idealizado por D.Y.Lee na Universidade de Iowa - USA e que por muitos anos foi utilizado para medir o envelhecimento de produtos com borracha, padronizados pelas normas ASTM D454 e ASTM D572. As vantagens do equipamento desenvolvido pelo Superpave são:

- limitar a perda de voláteis;
- o processo de oxidação é acelerado sem necessariamente recorrer a altas temperaturas;
- uma quantidade adequada de ligante asfáltico pode ser envelhecida a um tempo maior de ensaio; e,
- o ensaio pode fazer parte da rotina de laboratório por não ser um ensaio de grande dificuldade de execução.

Figura 98 -  
Porta provas



Figura 99 - Acondicionamento  
das provas no vaso de pressão



Figura 100 - Vaso  
de pressão



A amostra de ligante asfáltico submetida ao ensaio de PAV é a residual do ensaio de RTFOT. Os ensaios que são realizados na amostra de ligante após o ensaio de RTFOT, também são utilizados, após o ensaio de PAV, para avaliar a perda de voláteis.

### 3.3.3.11 - Reômetro

Reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) é utilizado para caracterizar as propriedades viscoelásticas do ligante asfáltico, a temperaturas altas e intermediárias, segundo a AASHTO TP5. O DSR, conhecido genericamente como reômetro dinâmico ou reômetro de cisalhamento oscilatório, tem sido utilizado pelas indústrias plásticas há vários anos. O DSR mede o módulo de cisalhamento complexo  $G^*$  e o ângulo de fase  $\delta$ , de ligantes asfálticos a temperaturas e carregamento desejados.

O módulo complexo  $G^*$  pode ser considerado como sendo a resistência total do ligante asfáltico à deformação quando submetido à aplicação de uma dada tensão de cisalhamento.

Apresentam-se como exemplos dois tipos de ligantes asfálticos denominados de ligante A e ligante B. Observe-se que na Figura 101 tem-se a parte viscosa mais pronunciada que a parte elástica do ligante A e na Figura 102 a parcela mais pronunciada é a elástica para o ligante B. A parte elástica  $G'$  compreende a parte recuperável (elástica) e parte viscosa  $G''$  a não recuperável. A temperatura e frequência de carregamento afetam significativamente o módulo complexo  $G^*$  e o ângulo de fase  $\delta$  (ROBERTS et al., 1996).

Figura 101- Ligante A  
(ROBERTS et al. 1996)

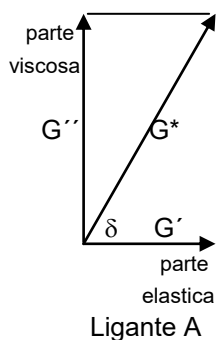


Figura 102 - Ligante B  
(ROBERTS et al. 1996)

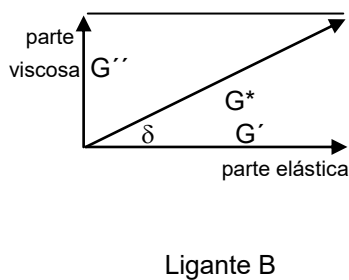
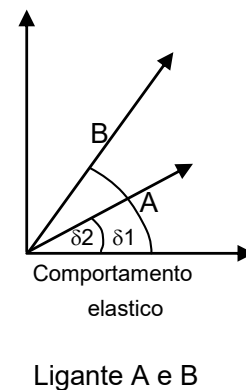


Figura 103 -  
Comportamento elásticos  
dos ligantes A e B  
(ROBERTS et al. 1996)



Para temperaturas baixas, o ligante asfáltico comporta-se como um sólido, representado pela seta horizontal da Figura 103. Por outro lado, o ligante comporta-se como fluido a altas temperaturas, representado pela seta vertical da mesma Figura 103. Ocorre que os ligantes asfálticos se comportam como materiais viscoelásticos, representados pelas setas A e B da Figura 96. Resumidamente, pode-se constatar que os ligantes asfálticos se comportam, simultaneamente, como sólidos e líquidos viscosos. O DRS mostra o comportamento do ligante asfáltico, a temperaturas de serviço do pavimento, através das medidas de  $G^*$  e  $\delta$ .

O princípio de funcionamento do DRS é relativamente simples: uma película de ligante asfáltico, na ordem de 1 mm de espessura para temperaturas acima de 46°C e na ordem de 2 mm para temperaturas inferiores, é colocada dentro de um banho térmico, pressionada entre as placas fixa (base) e móvel (topo) do reômetro. (Figura 104).

Com o acionamento do equipamento, a placa móvel superior oscila, conforme mostrado na Figura 105, do ponto A para o ponto B e retorna para o ponto A novamente, em seguida oscila do ponto A para o ponto C, retornando para o ponto A, esses movimentos compreendem um ciclo de oscilação.

Figura 104 - Placa fixa e móvel superior do DSR. (ROBERTS et al.,1996)

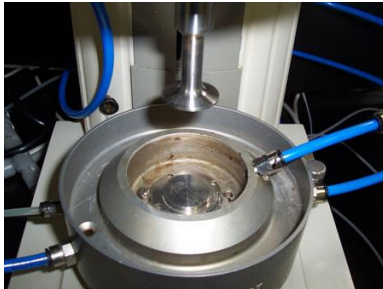
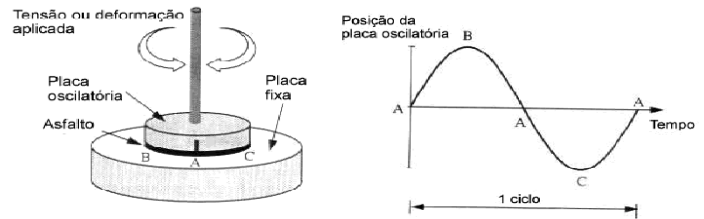


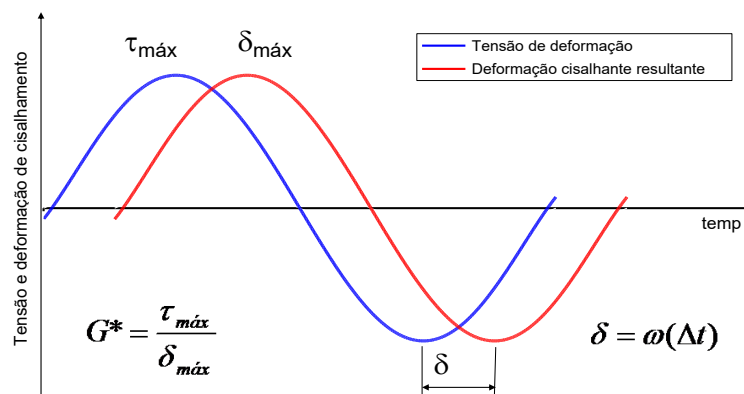
Figura 105 - Movimentos executados pelo reômetro <http://pavementinteractive.org/>



Especifica-se que os modelos de DRS devem operar a uma frequência de 10 rd/s ou 1,59 Hz e à tensão constante, embora, existam reômetros com controle de deformação constante. Essa frequência de operação correlaciona-se com a velocidade de 100 km/h desenvolvidas pelos veículos que irão utilizar a via. Nesse sentido pode-se utilizar frequências menores, por exemplo, 5 rd/s, para que esta frequência simule uma velocidade correspondente de 50 km/h e, para velocidades dos veículos muito baixas e constantes pode-se utilizar a frequência de 1 rd/s (KENNEDY, 1994).

Como recomendação, em vez de alterar a frequência do ensaio, pode-se fazer uso de um ligante asfáltico que apresente um valor da temperatura correspondente a um valor de PG, maior. Essa modificação é recomendada para baixas velocidades, elevado volume de tráfego e carregamento muito pesado. A relação entre a tensão aplicada e a deformação resultante fornece o  $G^*$ , sendo que  $G^*$  é a relação entre a tensão máxima  $\tau_{máx}$  e a deformação cisalhante resultante máxima  $\delta_{máx}$ . O tempo de defasagem transcorrido entre a tensão aplicada e a deformação máxima resultante é o ângulo de fase  $\delta$ . (Figura 106)

Figura 106 - Tensão e deformação cisalhante resultante <http://pavementinteractive.org/index.php?title=DSR>



Reômetro de cisalhamento em viga (BBR) é um ensaio em ligantes asfálticos realizado a baixas temperaturas, utilizado para determinar a vulnerabilidade do ligante asfáltico em apresentar trincamento

térmico. O trincamento térmico, normalmente presente em países de clima frio e temperado, ocorre devido ao resfriamento abrupto, com queda rápida da temperatura, fazendo com que a camada do pavimento se contraia mais rápida do que a tensão de relaxação da mistura suporte. Quando isso ocorre o pavimento desenvolve trincas numa forma de aliviar as tensões.

O trincamento causado por um único ciclo térmico é relacionado com a rigidez do ligante asfáltico na temperatura em que ocorreu o trincamento. Essa temperatura é denominada de temperatura limite de rigidez e define a temperatura de serviço do pavimento, após um determinado tempo de serviço.

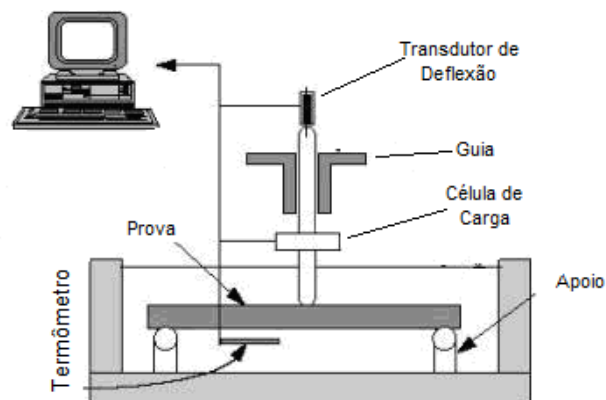
O equipamento reômetro de cisalhamento em viga do Superpave foi baseado em um equipamento desenvolvido nos anos de 1980. O procedimento de ensaio está normatizado pela AASHTO TP1. O ensaio consiste basicamente em submeter uma vigota de dimensões: 125 mm de comprimento, 6,25 mm de espessura e 12,5 mm de largura (Figura 107), a um carregamento estático (creep). A vigota é mantida em banho com temperatura variando de -36°C a 0°C por  $60 \pm 5$  minutos, após um pré-carregamento, aplica-se uma carga de 100 g por um período de 240 s. (Figura 108)

Figura 107 - Detalhe da moldagem da prova

<http://pavementinteractive.org/index.php?title=BBR>



Figura 108 - Esquema do reômetro de cisalhamento em viga - BBR (ROBERTS et al.,1996)



Apresenta-se na Figura 109 a deflexão versus o tempo de carregamento do ensaio. Para o tempo de 60 s obtém-se a rigidez no ensaio e pode ser determinada pela equação 5. O Superpave especifica que a rigidez  $S$  do ligante asfáltico deve ser inferior a 300 MPa.

$$S(t) = \frac{PL^3}{4bh^3\Delta(t)} \quad (5)$$

onde:  $S(t)$  = rigidez estática à 60s  
 $P$  = carga constante aplicada 100g (980mN)  
 $L$  = distância ente os apoios (102 mm)  
 $b$  = largura da vigota (12,5 mm)  
 $h$  = espessura da vigota (6,25 mm)

$\Delta(t)$  = deflexão a 60 s.

Na Figura 110 mostra-se a relação entre a rigidez e o tempo e para 60 s a inclinação correspondente tem-se o módulo de relaxação (m).

Figura 109 - Deflexão versus tempo  
- determinação de  $S(t)$  (ROBERTS et al., 1996)

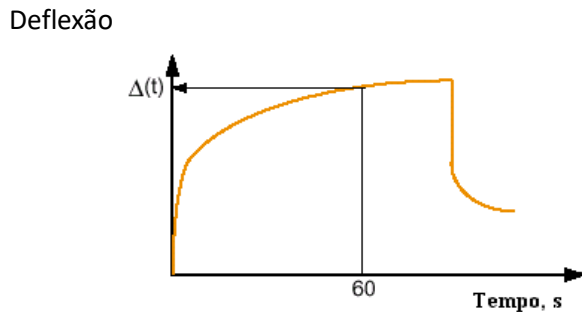
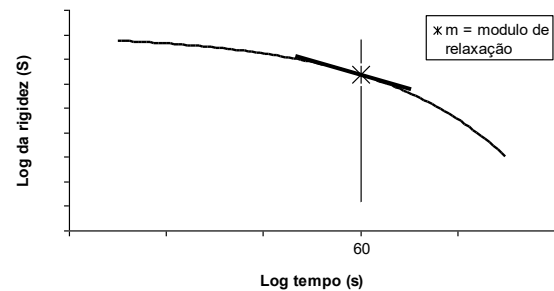


Figura 110 - Determinação de m - módulo de relaxação (ROBERTS et al., 1996)

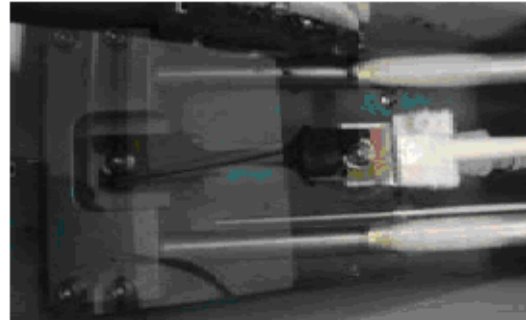
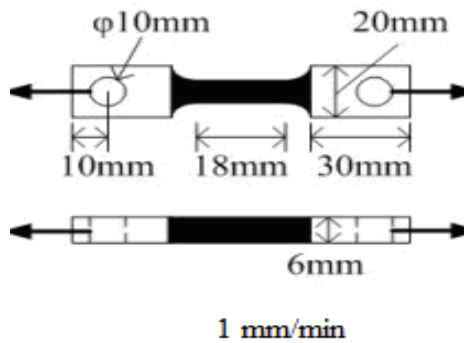


### 3.3.3.12 - Tração direta - DTT

Ensaio de tração direta (DTT). A relação entre a rigidez do ligante asfáltico e dutibilidade a baixas temperaturas é relativamente boa, antes da ocorrência de quebra ou ruptura do ligante. A rigidez do ligante asfáltico obtido com o ensaio de BBR deve apresentar valores inferiores a 300 MPa, com o objetivo de se limitar a rigidez do ligante asfáltico; entretanto, o ensaio de BBR é um ensaio que caracteriza parcialmente o comportamento do ligante asfáltico a baixas temperaturas, quanto ao trincamento térmico. Existem ligantes asfálticos, principalmente os modificados por polímeros, que podem apresentar valores de rigidez acima de 300 MPa, mas não apresentam trincamento quando submetidos a uma determinada tensão, porque eles podem se deformar sem ruptura, dentro de certos limites.

Face ao exposto, o ensaio de tração direta foi desenvolvido pelo Superpave para atender a essa rigidez dútil do ligante asfáltico. Ligantes asfálticos que apresentam valores de  $S$  entre 300 MPa e 600 MPa devem ser submetidos ao ensaio de tração direta, já para ligante asfáltico com valores de  $S$  inferiores a 300 MPa o ensaio de tração direta pode ser dispensado. Apresenta-se na Figura 111 o ensaio de tração direta DTT em dois estágios, o ligante asfáltico sendo tracionado, parte a e o ligante asfáltico após ruptura, parte b.

Figura 111 - Ensaio de tração direta - DTT



Parte a

Parte b

A seguir são apresentados cinco roteiros de ensaios de caracterização de ligantes asfálticos

## MASSA ESPECÍFICA DE MATERIAIS ASFÁLTICOS SEMI-SÓLIDOS

### PROCEDIMENTO DE ENSAIO - DNER ME 193/96

#### A – Calibração do picnômetro

- 1º Passo Medir a massa do picnômetro com a tampa limpa e seco (sens. 0,001g),  $A = \underline{\hspace{2cm}}$  g;
- 2º Passo Adicionar água destilada ou deionizada completando todo o volume do picnômetro e posicionando a tampa firmemente;
- 3º Passo Colocar o picnômetro+água+tampa no banho a temperatura  $(25 \pm 0,1)^\circ\text{C}$  por um período de no mínimo 30 min;
- 4º Passo Remover o conjunto do banho e secar com um pano a superfície do picnômetro rapidamente e medir a massa do conjunto  $B = \underline{\hspace{2cm}}$  g;

#### B - Procedimento de ensaio - (realizar duas determinações)

- 1º Passo Aquecer a amostra de ligante asfáltico a temperatura suficiente para torná-la fluida;
- 2º Passo Verter a amostra de ligante asfáltico no picnômetro seco e levemente aquecido até  $\frac{3}{4}$  de sua capacidade;
- 3º Passo Deixar o ligante asfáltico esfriar em temperatura ambiente por um período de no mínimo 40 min;
- 4º Passo Medir a massa do picnômetro + amostra + tampa  $C1 = \underline{\hspace{2cm}}$  g e  $C2 = \underline{\hspace{2cm}}$  g;
- 5º Passo Completar o volume do picnômetro com água destilada ou deionizada e posicionar a tampa firmemente e colocar o conjunto no banho a temperatura de  $(25 \pm 0,1)^\circ\text{C}$  por um período de no mínimo 30 min;
- 6º Passo Remover o conjunto do banho e secar com um pano a superfície do picnômetro rapidamente e medir a massa do conjunto  $D1 = \underline{\hspace{2cm}}$  g e  $D2 = \underline{\hspace{2cm}}$  g;

- Nota 1 - O picnômetro não deve ser utilizado em temperatura diferente da que foi calibrado.  
2 - A diferença entre as densidades duas determinações não devem ser superior a 0,002

#### Resultado de ensaio:

|                         | Fórmula                                      | Determinações                                  | Média                                                   |
|-------------------------|----------------------------------------------|------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| <b>MASSA ESPECÍFICA</b> | $\gamma_b = \frac{C - A}{(B - C) - (D - C)}$ | $C - A = \underline{\hspace{2cm}}$             | $\gamma_b = \underline{\hspace{2cm}}$ g/cm <sup>3</sup> |
|                         |                                              | $(B - C) - (D - C) = \underline{\hspace{2cm}}$ |                                                         |

**ABNT NBR 6576 de 04/2007 - Materiais asfálticos - Determinação da penetração**

**NORMA DNIT 155/2010-ME - Material asfáltico – Determinação da penetração – Método de ensaio**

**DEPROCEDIMENTO DE ENSAIO**

- 1º Passo      Aquecer a amostra de ligante asfáltico em estufa à temperatura de 90°C acima da temperatura de PA por um período de 30 min;
- 2º Passo      Derramar o ligante asfáltico na cápsula de ensaio, tomando-se o cuidado de não incorporar bolhas de ar;
- 3º Passo      Deixar esfriar ao ar por um período de 60 a 90 min;
- 4º Passo      Colocar a cápsula com o ligante asfáltico dentro da cuba de transferência e colocar o conjunto, totalmente imerso, em banho termo regulável com temperatura de 25° ± 1°C. por um período de 60 a 90 min;
- 5º Passo      Penetrômetro com massa do conjunto + agulha de 100g;
- 6º Passo      Retirar a cuba de transferência com a cápsula totalmente imersa em água e colocá-la na base do penetrômetro;
- 7º Passo      Zerar o ponteiro do penetrômetro;
- 8º Passo      Mover verticalmente o aparelho de forma a ajustar a agulha de forma que a ponta toque a superfície da amostra do ligante asfáltico levemente;
- 9º Passo      Travar o aparelho e liberar a agulha por um período de 5 s.
- 10º Passo     Medir a distância penetrada pela agulha e anotar o valor com precisão de 0,1 mm
- 11º Passo     Repetir o 9º passo mais duas vezes em locais equidistantes de 10 mm da borda da cápsula,

Nota: A cada determinação a agulha deve ser limpa de eventuais resíduos de ligante asfáltico da medição anterior.

**Resultados de ensaio:**

|     | Fórmula                           | Resultados       | Média                   | PENETRAÇÃO |
|-----|-----------------------------------|------------------|-------------------------|------------|
| PEN | $PEN = \frac{P_1 + P_2 + P_3}{3}$ | P <sub>1</sub> = | PEN = $\frac{\quad}{3}$ | PEN        |
|     |                                   | P <sub>2</sub> = |                         |            |
|     |                                   | P <sub>3</sub> = |                         |            |

## PONTO DE AMOLECIMENTO DE MATERIAL BETUMINOSO - MÉTODO DO ANEL E BOLA

### PROCEDIMENTO DE ENSAIO - NBR 6560/08

- 1º Passo Aquecer a amostra de ligante asfáltico em estufa à temperatura de no máximo 90°C acima da temperatura do ponto de amolecimento esperado;
- 2º Passo Preencher com o ligante asfáltico os dois anéis (previamente aquecidos);
- 3º Passo Deixar esfriar por um período de no mínimo 1 h;
- 4º Passo Rasar com uma espátula levemente aquecida o excesso de ligante asfáltico acima da borda superior e eventualmente na borda inferior dos anéis;
- 5º Passo Colocar os anéis preenchidos nas bases guias sem as esferas de aço;
- 6º Passo Colocar os conjuntos, anéis preenchidos com ligante asfáltico e bases guias, no suporte dentro do béquer imersos em água a temperatura de 5 °C por 15 min. Manter o nível de água em torno de 20 mm acima da superfície das amostras;
- 7º Passo Manter as esferas de aço no mesmo banho pelo mesmo período de tempo;
- 8º Passo Com auxílio de uma pinça, colocar as esferas sobre a amostra de ligante asfáltico e inserir o termômetro entre as duas amostras;
- 10º Passo Aquecer o banho a uma razão de 5°C/min;
- 11º Passo Registrar a temperatura em que as esferas envolvidas pelo ligante asfáltico tocam a base inferior da haste.

Nota: 1 - A diferença entre as temperaturas de toque das duas esferas não pode ser superior a 2° C.  
 2 - Para o preenchimento com ligante asfáltico dos anéis, os mesmos devem estar assentes sob papel siliconado ou em uma base untada de graxa de silicone com talco.

### Cálculos

|    | Fórmula                    | Resultados de ensaio | Média      | Ponto de amolecimento |
|----|----------------------------|----------------------|------------|-----------------------|
| PA | $PA = \frac{T_1 + T_2}{2}$ | T <sub>1</sub> =     | PA = ----- |                       |
|    |                            | T <sub>2</sub> =     | 2          |                       |

## RECUPERAÇÃO ELÁSTICA PELO DUTILÔMETRO DE MATERIAIS BETUMINOSOS

### PROCEDIMENTOS DE ENSAIO - ABNT NBR 15086: 2004

#### 1 - Preparo do corpo-de-prova

- 1º Passo Aquecer a amostra de ligante asfáltico a temperatura de  $(135 \pm 5)^\circ\text{C}$  e passar pela peneira n. 50 (0,30 mm de abertura), pode-se utilizar a peneira n. 20 (0,85 mm de abertura) para peneiramento, nesse caso a temperatura para o ligante asfáltico é mais elevada;
- 2º Passo Montar o molde sobre uma placa de bronze previamente untada com uma mistura de glicerina e dextrina;
- 3º Passo Untar as paredes do molde que ficarão em contato com o ligante asfáltico e monta-lo sobre a placa de bronze;
- 4º Passo Verter o ligante asfáltico vagarosamente no molde de maneira a preenchê-lo totalmente;
- 5º Passo Deixar esfriar ao ar por  $(35 \pm 5)$  min. e em seguida colocá-lo no banho a temperatura de  $(25 \pm 0,5)^\circ\text{C}$ ;
- 6º Passo Retirar o molde + ligante asfáltico do banho e rasar a superfície excedente de ligante asfáltico com ma espátula levemente aquecida;
- 7º Passo Colocar o molde + ligante asfáltico no banho a temperatura de  $(25 \pm 0,5)^\circ\text{C}$  por um período de  $(90 \pm 0,5)$  min.

#### 2 - Ensaio

- 1º Passo Remover a placa de bronze do molde (mantendo o conjunto molde + ligante asfáltico dentro do banho);
- 2º Passo Remover as laterais do molde;
- 3º Passo Encaixar o molde nos pinos de tração da máquina (ductilômetro);
- 4º Passo Acionar a máquina a uma velocidade de tração de  $5\text{cm/min} \pm 5\%$ ;
- 5º Passo Tracionar a amostra até  $(20 \pm 0,5)$  cm e desligar a máquina. Imediatamente, com uma tesoura, cortar no ponto médio da amostra alongada. Registrar a posição inicial  
 $E1 = \underline{\hspace{2cm}}$  cm ,  $E2 = \underline{\hspace{2cm}}$  cm e  $E3 = \underline{\hspace{2cm}}$  cm
- 6º Passo Após 60 min retornar o carrinho de tração de forma que as pontas da amostra se toquem e medir a distância retornada  $X1 = \underline{\hspace{2cm}}$  cm ,  $X2 = \underline{\hspace{2cm}}$  cm e  $X3 = \underline{\hspace{2cm}}$  cm

Nota: 1 - Quando não é especificada a temperatura do banho no ensaio, utiliza-se  $(25 \pm 0,5)^\circ\text{C}$ ;

2 - Corrigir a densidade do banho em função da densidade do ligante asfáltico, para baixar a densidade utiliza-se álcool etílico e cloreto de sódio (sal) para aumentar a densidade;

3 - Desconsiderar a amostra que romper durante o tracionamento, caso ocorram rupturas nas três provas durante o tracionamento, registrar que a recuperação elástica, para a amostra em questão, não pode ser obtida sob as condições de ensaio.

#### Resultados do ensaio:

| RECUPE-<br>RAÇÃO (%) | Fórmula                            | Valores individuais                           |                                               |                                               | RECUPERAÇÃO |
|----------------------|------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|-------------|
|                      | $REC = \frac{E - X}{E} \times 100$ | $REC_1 = \underline{\hspace{2cm}} \times 100$ | $REC_2 = \underline{\hspace{2cm}} \times 100$ | $REC_3 = \underline{\hspace{2cm}} \times 100$ | Média (%)   |
|                      |                                    | $REC_1 =$                                     | $REC_2 =$                                     | $REC_3 =$                                     |             |

**VISCOSIDADE SAYBOLT-FUROL DE LIGANTE ASFÁLTICO**  
**PROCEDIMENTO DE ENSAIO - NBR 6560/08**

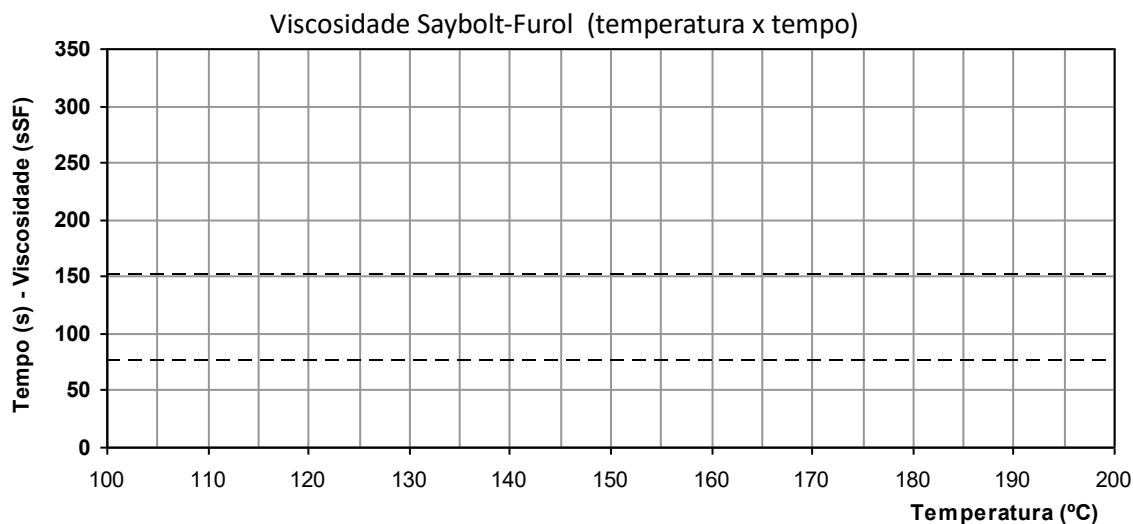
- 1º Passo Aquecer a amostra de ligante asfáltico em estufa à temperatura de 10°C a 15° C acima da temperatura de ensaio;
- 2º Passo Tampar o orifício (furol) do viscosímetro com uma rolha;
- 3º Passo Verter o ligante asfáltico dentro do tubo de diâmetro menor até transbordar para a seção maior do recipiente do viscosímetro;
- 4º Passo Tampar o tubo e inserir o termômetro no banho de óleo;
- 5º Passo Ajustar a temperatura do banho para a 1ª. medição;
- 6º Passo Após estabilizada a temperatura do banho, posicionar o frasco de 60 ml sob o orifício e retirar a rolha e acionar o cronômetro simultaneamente; e,
- 7º Passo Registrar o tempo transcorrido para o preenchimento de 60 ml e a temperatura do banho.

Nota: Temperaturas especificadas pela norma DNIT-031/2004 - ES

- 1 - Temperatura de usinagem é a correspondente a viscosidade do ligante asfáltico entre 75 e 150 sSF, sendo a faixa de viscosidade de 75 e 95 sSF preferencialmente.
- 2 - Temperatura de compactação é a mais elevada que a mistura asfáltica possa suportar. Determinar experimentalmente para cada caso.

**Registro dos dados de ensaio:**

|                |  |  |  |  |  |
|----------------|--|--|--|--|--|
| Temperatura °C |  |  |  |  |  |
| Tempo (s)      |  |  |  |  |  |



|                         |                            |
|-------------------------|----------------------------|
| Temp. Usinagem: _____°C | Temp. Compactação: _____°C |
|-------------------------|----------------------------|

## **CAPÍTULO 4 - MISTURA ASFÁLTICA**

### **4.1 – Introdução**

Define-se mistura asfáltica como uma íntima mistura de ligante asfáltico, agregados e fíler. Os agregados devem necessariamente atender a uma determinada distribuição granulométrica, já o ligante asfáltico pode ser empregado em três formas distintas: cimento asfáltico, emulsão asfáltica ou asfalto diluído de petróleo (ADP). Diversos são os tipos de fíleres que podem ser empregados nas misturas asfálticas, denominados de fíler natural sendo o material fino da própria rocha passante na peneira n. 200 (0,075 mm de abertura) e os fíleres artificiais, cal CH-I, cimento, cinza volante, pó calcário etc., para os fíleres artificiais, permite-se parcelas retida em peneiras de maior diâmetro.

No passado como agente aglutinante utilizado nas misturas asfálticas era denominado de betume, que poderia ser tanto o alcatrão oriundo da extração de hulha<sup>11</sup> impregnadas como o cimento asfáltico, a produção de misturas asfálticas, eram então denominadas de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ). O alcatrão, devido às suas características cancerígenas, foi gradativamente sendo abandonado o uso em misturas asfálticas, assim, para a produção de misturas asfálticas passou-se somente a utilizar o cimento asfáltico, sendo a mistura denominada de concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ). Entretanto, como o cimento asfáltico é um material termoplástico e só pode ser misturado aos agregados se estiver aquecido, o termo: usinado a quente torna-se redundante, assim, tem-se utilizado atualmente, somente a denominação de concreto asfáltico (CA). Nessa apostila será utilizado o termo ligante asfáltico que é sinônimo de cimento asfáltico.

Tem-se utilizado o termo de concreto para misturas asfálticas que apresentam distribuição granulométrica contínua de tal forma que os agregados menores ocupem os vazios deixados pelos agregados de maior diâmetro. Para misturas que possuem distribuição granulométrica descontínua como: Gap-graded, SMA, camada porosa de atrito (CPA), BBTM etc., não é empregado o termo de concreto, neste caso tem-se utilizado a designação de misturas asfálticas. Observe-se que a denominação de concreto asfáltico ou mistura asfáltica deve-se única e exclusivamente a distribuição granulométrica utilizada.

### **4.2 - Linha de densificação máxima**

A composição granulométrica nas misturas asfálticas tem um papel fundamental para o bom desempenho da mistura. Goode e Lufsey (1962) propuseram uma relação matemática para verificar os vazios existentes entre os agregados de maior e menor tamanho. Essa relação, baseada nas curvas de Fuller, descreve a graduação de densidade máxima, promovendo um mínimo de vazios do agregado mineral (VAM) na mistura. Entretanto, os autores notaram que a composição granulométrica de uma dada mistura asfáltica correspondente ao expoente de 0,5, proposto inicialmente por Fuller, trata-se de uma mistura

---

<sup>11</sup> Hulha ou carvão betuminoso, ou carvão negro, é um carvão relativamente macio que contém uma substância semelhante ao alcatrão chamada betume ou asfalto.

que pode apresentar um baixo VAM, o que não assegura um volume de vazios e/ou um teor de ligante asfáltico satisfatório para imprimir durabilidade à mistura asfáltica.

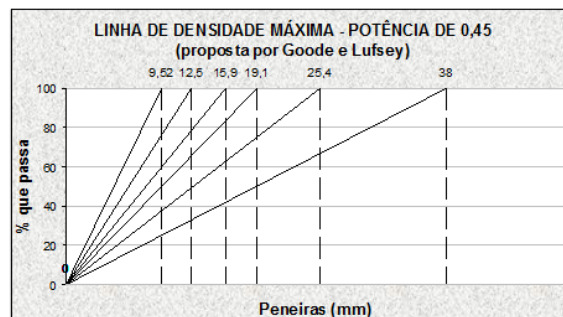
A fim de fornecer uma maneira de relacionar uma granulometria real de agregados à máxima densidade de graduação, um novo método de correlação gráfica foi criado. Estes autores propuseram uma nova escala horizontal nos gráficos de graduação para diversos tamanhos de peneiras, cuja marcação é a abertura da peneira elevada a uma potência no caso específico 0,45, ao invés de logaritmo de aberturas de peneiras em micron. A escala vertical é aritmética. Uma característica importante do gráfico é que ele atribui um zero teórico ao tamanho da peneira, na escala das abscissas. Consequentemente, em termos práticos, todas as linhas retas são plotadas a partir da origem, onde se dá a intersecção entre os eixos (zero por cento passante x zero teórico do tamanho da peneira). Estas retas finalizam-se no ponto correspondente ao diâmetro máximo nominal - (DMN) dos agregados que é igual a 100% em peso passante.

A inclinação dessas retas, estão associadas diretamente ao tamanho específico máximo de agregado e as densidades máximas das graduações. Assim, se uma composição granulométrica de uma mistura asfáltica seguir exatamente essa reta, a graduação dessa mistura tende a ter máxima densidade, com menor volume de vazios do agregado mineral -(VAM).

Os autores comentam que a seleção desta potência foi baseada na pesquisa realizada por L. W. Nijboer da Holanda e que foi publicada em 1943. Nijboer empregou um gráfico de graduação di-log em um estudo sobre a influência da granulometria do agregado no VAM. Todas as graduações usadas neste estudo produziram linhas retas com várias inclinações quando plotadas em seu gráfico. Esta variação na inclinação resultou do uso de uma série de granulometrias diferentes de mesmo tamanho máximo nominal (3/4"). O pesquisador realizou duas séries de ensaios com misturas asfáltica compactadas e determinou o volume de VAM para todas elas. Foram plotados os volumes de VAM em relação às inclinações da linha reta das curvas de graduação. Um tipo de cascalho arredondado foi usado para o agregado graúdo em uma parte do teste e uma brita angular em uma outra. Em ambos os casos, ocorreram volume de VAM mínimo, ou seja, máxima densidade do agregado, para uma granulometria cuja curva se encontra nas proximidades da inclinação de referência a potência 0,45 no gráfico di-log.

A *Federal Highway Administration* - FHWA recomenda o uso da potência de 0,45 para avaliar o ajuste da graduação. Roberts et al. (1996) apresentam uma carta de linha de densidade máxima, baseada na proposta de Goode e Lufsey, para diversos diâmetros nominais máximos reproduzidos na Figura 112.

Figura 112- Linha de Densidade Máxima - Potência de 0,45 (ROBERTS et al. 1996)



Goode e Lufsey (1962) apresentam como principal conclusão que, graduações plotadas na carta de linha de densidade máxima com potência de 0,45 que se situam nas proximidades desta linha máxima, apresentam VAM satisfatório e com uma quantidade de ligante asfáltico suficiente que resulte em 4% de volume de vazios, essa mistura apresentará um bom desempenho mecânico. Logicamente, todos estes comentários e conclusões são válidos para materiais bem-graduados (distribuição granulométrica contínua) e densos.

Os autores concluem também que para graduações com o mesmo tipo de agregado que se mostram com curvas idênticas, exceto no que se refere à porção entre as peneiras nº 8 (abertura de 2,38mm) e nº 200 (abertura de 0,075) - fração areia, aquelas que apresentam significativas curvaturas nos segmentos entre essas peneiras, acima da linha de densidade máxima, aproximadamente na peneira nº 30 (abertura 0,59mm), irão produzir maiores VAM e, por conseguinte, menores estabilidades Marshall que as que se mostrarem com curvaturas menores nesta região da curva.

Finalmente, estes pesquisadores constatarem que graduações do tipo com baixo volume de vazios do agregado mineral (VAM) estão associadas com curvas que estão significativamente abaixo da linha de densidade máxima no lado direito ou na parte de materiais grossos no gráfico.

#### **4.3 - Diâmetro Máximo Nominal**

A norma da ASTM C 125 especifica as dimensões máximas dos agregados de duas formas:

1. diâmetro máximo do agregado é a menor abertura da malha de peneira através da qual passam 100% das partículas; e
2. diâmetro máximo nominal, é a maior abertura de malha de peneira que retém alguma partícula de agregado.

Entretanto, cabe salientar que a referida norma da ASTM C 125 especifica agregados para finalidades de concreto.

Roberts et al. (1996) comentam que a metodologia Superpave especifica:

1. diâmetro máximo do agregado é definido como a abertura de malha imediatamente maior que a correspondente ao diâmetro máximo nominal; e
2. diâmetro máximo nominal é a abertura de peneira imediatamente maior do que a da peneira que retém mais de 10% do material.

O Instituto de Asfalto norte-americano define:

1. diâmetro máximo do agregado como sendo o tamanho da menor peneira que permite a passagem de todo material; e
2. diâmetro máximo nominal é a primeira peneira, da especificação, que retém algum material.

O procedimento de dosagem de misturas asfálticas francês não utiliza as denominações diâmetro máximo nominal e diâmetro máximo. No procedimento francês tem-se  $M$  como sendo a menor peneira que permite a passagem de 100% dos agregados, sendo  $M$  o diâmetro máximo dos agregados (LCP, 2007). A denominação de uma granulometria ou fração é identificada pela combinação das letras  $d/D$  em que  $d$  é o menor diâmetro dos agregados que compõem a mistura asfáltica ou a fração, e  $D$  depende de  $M$  e da distribuição, definido como sendo o maior valor dentre as seguintes condições:

1.  $M/1,4$  ou,
2. a menor peneira que permite a passagem de 85% dos agregados em peso.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) não faz uso do termo diâmetro máximo nominal, somente o diâmetro máximo do agregado, como sendo a abertura nominal, em mm, da malha da peneira, série normal, a qual corresponde uma porcentagem acumulada igual ou imediatamente inferior a 5% em peso.

A importância do tamanho do agregado está intimamente ligada à espessura mínima recomendável da camada de mistura asfáltica. Logo, a escolha da faixa granulométrica deve, necessariamente, estar ligada ao tamanho do agregado. Assim, a especificação do diâmetro do agregado em tamanho máximo do agregado e diâmetro máximo nominal acaba por especificar a espessura mínima da camada asfáltica.

A norma DNIT 031- ES (2004) recomenda que a "faixa usada deva ser aquela cujo diâmetro máximo é inferior a  $2/3$  da espessura da camada asfáltica". Ou seja, a espessura mínima da camada asfáltica é uma vez e meia o diâmetro máximo do agregado escolhido. Uma capa asfáltica de 40 mm, permite-se, por essa regra, que o diâmetro máximo do agregado seja de 1" (25,4 mm), que esse diâmetro  $\times 1,5 = 38,1$  mm aproximadamente 40 mm, espessura da camada.

Considerando o diâmetro máximo dos agregados em distribuição granulométrica Momm (1998) pesquisou em laboratório vários aspectos de propriedades mecânicas e de superfície de misturas asfálticas. As misturas foram dosadas pelo método Marshall, apresentavam distribuição granulométrica contínua e foram usinadas com ligante asfáltico convencional CAP 20 (classificação anterior à vigente, correspondente aproximadamente ao ligante asfáltico CAP 50/70). O pesquisador variou o diâmetro máximo do agregado em 19,1 mm, 12,5 mm e 9,5 mm e os expoentes  $n$  entre 0,41 e 0,67, que regem a distribuição granulométrica baseado na composição de Talbot.

O autor concluiu que o aumento do diâmetro máximo dos agregados e a diminuição dos finos constituem-se a combinação que melhor apresentou características adequadas para a aderência pneu/pavimento em pavimentos molhados. Para a deformação permanente em trilha de roda, todas as misturas asfálticas apresentaram resultados satisfatórios. Os resultados indicaram que a distribuição granulométrica bem graduada, próxima à densificação máxima, contribui enormemente para o bom comportamento à deformação permanente.

Os resultados mostraram que o diâmetro máximo e a % de finos afetam o módulo complexo; entretanto, a literatura mostra que o tipo e o teor de ligante asfáltico têm maior influência nos resultados desse ensaio. Os ensaios de fadiga indicaram que as misturas asfálticas de diâmetro máximo maiores,

tornaram as misturas mais rígidas, o que leva a uma vida de fadiga menor nas estruturas de revestimentos asfáltico delgados.

Huber e Shuler (1992), engenheiros pesquisadores do Instituto do Asfalto norte-americano, apresentam um experimento para avaliar o efeito das características superficiais e da graduação sobre o desempenho de misturas asfálticas. O experimento teve dois objetivos:

1. comparar o VAM de misturas com graduação idênticas, mas com agregados de diferentes origens; e
2. comparar o VAM de misturas de mesmo tipo de agregado de maior para o menor tamanho, mas de graduação diferente.

Inicialmente questionam as definições sobre o diâmetro máximo nominal de agregados, que além das definições do *Asphalt Institute* e da *American Society for Testing and Materials (ASTM)* anteriormente apresentadas, comentam a definição proposta por McLeod:

1. diâmetro máximo do agregado como sendo o tamanho da menor peneira que permite a passagem de todo material; e
2. diâmetro máximo nominal como sendo a primeira peneira da especificação que retém no mínimo 10% do material.

É consenso entre os autores citados que a definição de diâmetro máximo nominal e diâmetro máximo são motivo de muita confusão no meio técnico rodoviário.

Huber e Shuler (1992) plotaram seis curvas granulométricas de misturas asfálticas que tinham sido aplicadas em campo das quais conheciam o desempenho; o experimento foi baseado na linha de densidade máxima proposta por Goode e Lufsey. Essas curvas ficaram abaixo da linha de densidade máxima para o diâmetro máximo nominal de 12,5mm de forma relativamente ordenada. Pelas conclusões apresentadas por Goode e Lufsey, conforme as graduações se distanciam abaixo da linha de densidade máxima, o VAM dessas misturas diminui proporcionalmente com a distância. Entretanto, o experimento com as seis curvas apresentou valores de VAM não ordenados em função dessa distância.

Devido às dúvidas dos autores acerca do diâmetro máximo nominal utilizado de 12,5mm, quatro graduações, sendo três com gap entre as peneiras 4,76mm e 2,36mm, com VAM conhecidos, foram plotadas em uma carta com duas linhas de densidade máxima: uma considerando o diâmetro máximo nominal e outra com o diâmetro máximo, conforme definição de McLeod. Verificou-se que dentre as duas linhas de densidade máxima, a de base no diâmetro máximo de 19,0 mm foi a que apresentou correlação satisfatória entre o VAM e o volume de vazios das misturas.

No mesmo trabalho, Huber e Shuler (1992) apresentam um estudo feito pela *Federal Highway Administration - FHWA*, sobre uma coletânea de 74 projetos de mistura asfáltica, cada qual com número significativo de dados. Esses projetos foram avaliados através de correlações do VAM com a linha de densidade máxima para os diâmetros máximos nominais e para os diâmetros máximos, tendo os autores concluído que a correlação é ruim, apresentando valores de  $r^2$  baixíssimos. Quanto a definição de diâmetro

máximo nominal e diâmetro máximo propostos por McLeod, os autores concluem que por ser a definição mais consistente, categorizam as misturas asfálticas corretamente.

Além das questões dimensionais dos agregados, as características superficiais de textura e a angularidade influenciam na compactação das misturas asfálticas.

Uma das importantes questões levantadas por Huber e Shuler (1992) é que a comparação de graduação com a linha de densidade máxima pode ser feita somente para agregados de mesma origem. A linha de densidade máxima pode ser utilizada para avaliação de projeto de misturas asfálticas. Composições granulométricas com diferenças acentuadas na peneira de n. 200 (abertura de 0,075mm), a utilização da linha de densidade máxima, pode não ser adequada.

Brock e May (2009) registram que, misturas muito próximas da linha de densidade máxima não possuem volume de vazios suficiente para ser preenchido com ligante asfáltico e, se for adicionado ligante asfáltico suficiente para se obter 4% de volume de vazios, provavelmente, a mistura asfáltica apresentar-se-á um comportamento sofrível à fadiga. Os autores apontam como uma das possibilidades de aumento no teor de ligante o uso de misturas tipo gap-graded, empregadas com sucesso na Inglaterra, apresentando alto teor de ligante asfáltico e consequentemente espessura de filme de ligante maior que das misturas convencionais.

Estes autores sugerem que, no desenvolvimento do projeto, posicionem-se as distribuições granulométricas em torno de 2% a 4% abaixo ou acima da linha de densidade máxima. Se acima, tem-se misturas com texturas superficiais mais finas; se abaixo, a textura tende para mais grossa. Os autores recomendam que esse não seja o único parâmetro a ser seguido. Recomenda conhecer o VAM, a estabilidade e outras características para definir a dosagem da mistura asfáltica.

#### **4.4 – Dosagem de misturas asfálticas**

##### **4.4.1- Método Marshall – Histórico**

O método de dosagem Marshall foi desenvolvido no *Mississippi Highway Department* por Bruce Marshall em 1939. O *United States of American Corps of Engineering - USACE* começaram a estudar em 1943 o desenvolvimento de um equipamento portátil para moldagem de corpos-de-prova de misturas asfálticas destinadas a pistas de aeroportos. Essa necessidade se deu devido ao aumento da carga de roda de aeronaves durante a II Guerra Mundial. Com o aumento da pressão dos pneus e, por conseguinte, o aumento da pressão de contato, foi necessária a busca por um método de dosagem de misturas asfálticas mais eficiente que tornasse as misturas mais resistentes a maiores solicitações de carga. O USACE iniciou testando o equipamento proposto por Bruce Marshall em uma série de experimentos de campo e de laboratório.

Diversos tipos de misturas asfálticas foram testados, variando-se os esforços de compactação na tentativa de produzir "densidades" em laboratório similares àquelas encontradas em campo de pistas-teste, submetidas a simuladores de tráfego de aeronaves. A compactação de laboratório envolveu diferentes tipos de soquete, diferentes tipos de combinação de números de golpes por face e/ou carga de

compressão estática, diversos tipos de sapatas dos soquetes em tamanho e forma, e diferentes moldes quanto à forma e materiais. O objetivo da compactação de laboratório era o de adotar um procedimento que envolvesse um esforço mínimo de compactação e de tempo, e que pudesse selecionar um teor ótimo de ligante asfáltico para uma dada composição granulométrica previamente selecionada.

Em pista teste submetidas a um gama de cargas variando desde 6,8 tf até 27,2 tf, e pressões de pneus desde 3,5 até 14 bares respectivamente, para um número de 3500 coberturas, várias misturas asfálticas dosadas pelo Método Marshall foram testadas e não apresentaram um aumento significativo na "densidade" após a ação do tráfego, mostrando-se praticamente indiferente à carga de roda. Usando os resultados de campo, os seguintes limites foram estabelecidos para projetos de misturas asfálticas, reproduzidos na Tabela 13.

Tabela 13 - Projeto Marshall com 50 golpes de compactação por face de corpos-de-prova de misturas asfálticas (ROBERTS et al. 1996)

| Parâmetros de Ensaio                                  | Teor de ligante asfáltico |                        | Limites            |                        |
|-------------------------------------------------------|---------------------------|------------------------|--------------------|------------------------|
|                                                       | concreto asfáltico        | areia asfalto a quente | concreto asfáltico | areia asfalto a quente |
| Estabilidades (N)                                     | Pico                      | Pico                   | 2220               | 2200                   |
| Fluência (0,25mm)                                     | -                         | -                      | 5,0                | 5,0                    |
| Massa Espec. Aparente da mistura (g/cm <sup>3</sup> ) | Pico                      | Pico                   | -                  | -                      |
| Volume de vazios (%)                                  | 4                         | 6                      | 3-5                | 5-7                    |
| RBV (%)                                               | 80                        | 70                     | 75-85              | 65-75                  |

No final da década de 40 e início da década de 50, o tamanho e o peso das aeronaves continuavam aumentando, as pressões dos pneus chegaram à ordem de 14 kgf/cm<sup>2</sup>. Novamente, o USACE iniciou estudos para estabelecer um processo de compactação mais forte, ou mais intenso, que pudesse correlacionar a densificação da mistura asfáltica causada por essas novas cargas das aeronaves. Assim, novos critérios de projetos para CBUQ (concreto asfáltico) foram estabelecidos, aumentando a energia de compactação dos tradicionais 50 golpes por face para 75 golpes - Tabela 14.

Tabela 14 - Projeto Marshall para 75 golpes para CA Critério de compactação (ROBERTS et al. 1996)

| Parâmetros de ensaio                         | Teor de ligante asfáltico | Valores Limites |
|----------------------------------------------|---------------------------|-----------------|
| Estabilidades (N)                            | Pico                      | 4440 (mín)      |
| Fluência (0,25 mm)                           | -                         | 4 (máx)         |
| Peso espec. do agregado (g/cm <sup>3</sup> ) | Pico                      | -               |
| Peso espec. Aparente (g/cm <sup>3</sup> )    | Pico                      | -               |
| Volume de vazios (%)                         | 5                         | 4-6             |
| RBV (%)                                      | 80                        | 75-82           |

Em resumo, o desenvolvimento do procedimento de dosagem de misturas asfálticas Marshall apresenta dois parâmetros importantes para projeto que devem ser atendidos em campo: o teor de ligante

asfáltico e a “densidade” da mistura asfáltica compactada. Já em laboratório, as características importantes são a seleção da energia de compactação compatível com a densificação induzida pela ação do tráfego, para a produção de corpos-de-prova que, através dos parâmetros de ensaios Marshall, aponte o teor ótimo de ligante asfáltico, resultando em uma mistura asfáltica com desempenho satisfatório quando submetida à ação do tráfego.

Roberts et al. (1996) elencam os principais objetivos que uma mistura asfáltica deve apresentar:

- Resistência à deformação permanente em trilha de roda;
- Resistência à fadiga;
- Resistência ao trincamento a baixas temperaturas;
- Durabilidade;
- Resistência ao dano causado pela água;
- Resistência ao polimento (derrapagem); e,
- Trabalhabilidade.

Além das características reológicas intrínsecas do ligante asfáltico, o teor é um parâmetro importantíssimo para atender as propriedades desejáveis das misturas asfálticas. Paralelamente, a graduação empregada também responde conjuntamente para todas estas propriedades enumeradas. A seguir, serão abordados os aspectos da graduação e como estas características interferem nas propriedades citadas.

#### **4.4.2 - Método de Hveem**

Francis Hveem, engenheiro residente na Califórnia, começou a trabalhar com misturas a frio, com emulsão asfáltica, no final da década de 20. Essas misturas eram basicamente de agregados na fração areia e um tipo de emulsão asfáltica de cura lenta, utilizadas na Califórnia e apresentavam um tipo de textura superficial intermediária para melhorar as condições de tráfego. Hveem constatou que existia uma relação entre a graduação do material pétreo e a quantidade de emulsão necessária para manter uma coloração aparentemente homogênea da mistura. O engenheiro californiano adotou um método para calcular a área superficial dos agregados desenvolvida por um engenheiro canadense, L.N. Edwards. Hveem observou que a espessura do filme de ligante diminuía com a diminuição do diâmetro das partículas e que através do ensaio de equivalente de querosene, desenvolvido pelo próprio pesquisador, foi possível quantificar o teor de ligante necessário para recobrimento do agregado, considerando a absorção e também a rugosidade superficial do agregado.

Hveem percebeu que o teor ótimo de ligante asfáltico encontrado não garantia um desempenho satisfatório frente à deformação permanente em trilha de rodas decorrente das repetições de solicitação de carga pelo tráfego. Assim, desenvolveu um equipamento capaz de medir a susceptibilidade de misturas

asfálticas a apresentarem baixa resistência aos esforços de cisalhamento, denominado de estabilômetro de Hveem. O corpo-de-prova era o de uma amostra de mistura asfáltica previamente compactada estaticamente por um compactador hidráulico, com diâmetro de 101,6 mm e altura de 63,5 mm. O estabilômetro transmite uma carga vertical (axial) à amostra através de um prato de igual diâmetro ao corpo-de-prova e a magnitude de carga vertical transmitida horizontalmente é medida. Valores empíricos de estabilidade de Hveem foram encontrados para diversos teores de ligante asfáltico.

Um segundo equipamento, também desenvolvido por Hveem, concomitantemente ao estabilômetro, foi o coesímetro. Um corpo-de-prova, de uma mistura já testada no estabilômetro de Hveem, era submetido a um esforço de coesão através de seu diâmetro. Com esse ensaio podia-se mensurar a resistência de misturas asfálticas a frio, frente à desagregação superficial causada pela ação do tráfego. Os resultados encontrados com o coesímetro para misturas a quente sempre foram de baixa representatividade para prevenir a desagregação e, quando da substituição de misturas a frio por misturas a quente, após a II Guerra Mundial, o propósito do ensaio foi sendo gradualmente abandonado.

#### 4.4.3 - Dosagem de Misturas Asfálticas – Método Marshall

A dosagem Marshall consiste em um procedimento de ensaio para a determinação teor ótimo de ligante asfáltico de projeto a ser utilizado na produção da mistura asfáltica, bem como também, a determinação da proporção dos materiais que serão utilizados de forma a atender a uma dada distribuição granulométrica especificada. Por fim, com a dosagem Marshall, se obtém os parâmetros que nortearão a produção, aplicação e controle da mistura asfáltica.

A norma do DNER-ME 043/1995- Mistura betuminosa a quente - ensaio Marshall, normalmente, referida como procedimento adotado para determinação do teor de ligante asfáltico, aponta somente o método de execução do ensaio de estabilidade e fluência. Já a norma ABNT-NBR 12891 (1993) Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall - Procedimento, apresenta o procedimento de dosagem de mistura asfáltica e, aponta a forma de obtenção do teor de ligante asfáltico de projeto. Registra-se que essa norma foi descontinuada.

A seguir é apresentado um roteiro dos ensaios necessários para elaboração de uma dosagem Marshall:

1. Agregado:

- ✓ índice de forma,
- ✓ sanidade,
- ✓ Los Angeles,
- ✓ granulometria,
- ✓ equivalente de areia

2. Ligante

- ✓ penetração,
- ✓ ponto de amolecimento,

- ✓ recuperação elástica (ligante asfáltico modificados por polímeros) e
- ✓ viscosidade,

### 3. Dosagem Marshall

- ✓ Composição dos agregados de forma a enquadrarem-se em uma faixa granulométrica,
- ✓ Montagem de 15 corpos de prova de agregados e aquecimento à temperatura de usinagem,
- ✓ Adição do ligante asfáltico de forma a obtenção de 5 grupos com 3 corpos de prova com os mesmos teores de ligante asfáltico,
- ✓ Compactação (após 2 h de tempo de digestão) sendo 50 ou 75 golpes por face, dependendo do tipo de distribuição granulométrica,
- ✓ Após 24 h em repouso a temperatura ambiente, desmoldar os corpos de prova e medir as dimensões em seguida, efetuar a pesagem hidrostática,
- ✓ Romper os corpos de prova para determinação da resistência à tração por compressão diametral.
- ✓ Por fim, traçar os gráficos e determinar o teor ótimo de projeto.

A dosagem Marshall é caracterizada por ser uma dosagem volumétrica. Ocorre que os volumes dos materiais constituintes são obtidos indiretamente, através da relação entre as massas e suas respectivas massas específicas. Tanto para os materiais constituintes como para a própria mistura asfáltica, existe uma profusão de terminologias como: massas específicas, pesos específicos e de densidades. Podendo-se utilizar para a sua determinação agregados com os poros permeáveis, total ou parcialmente saturados, tem-se também a necessidade da correção da densidade com a massa específica da água para expressar unidade de massa específica, além da forma da consideração da fração de ligante asfáltico absorvido pelo agregado.

Na

Tabela 15 são apresentadas as especificidades das normas DNER-ME 195/97, ABNT NBR 6458/84 e ABNT NM 53:2002 para determinação das massas específicas real aparente e efetiva dos agregados graúdos.

**Tabela 15 - Parâmetros de massa específica, simbologia e características da determinação dos volumes de agregados graúdos**

| <b>Agregado graúdo ( # &gt; 4,76 mm)</b>                          |                    |                    |                                                                                                                                                                               |                         |
|-------------------------------------------------------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|
| <b>Parâmetro</b>                                                  | <b>Símbolo</b>     | <b>Norma</b>       | <b>Observação</b>                                                                                                                                                             | <b>Simbologia atual</b> |
| Massa específica na condição seca*                                | $\gamma_s$         | DNER-ME 195/97     | Volume determinado pela diferença entre a massa ao ar e a massa imersa (23°C +/- 2°C).                                                                                        | Gsa                     |
| Massa específica na condição saturada superfície seca*            | $\gamma_{ss}$      |                    | Volume determinado pela diferença entre a massa ao ar e a massa com superfície seca saturada.                                                                                 | Gsb                     |
| Efetiva                                                           | $\gamma_{efetiva}$ |                    | Média aritmética das massas específicas real e aparente. Para agregados com absorção inferior a 2%                                                                            | Gse                     |
| Real**                                                            | Di                 | ABNT NBR 6458/1984 | Volume determinado pela diferença entre a massa ao ar e massa imersa.                                                                                                         | Gsa                     |
| Aparente**                                                        | D                  |                    | Volume determinado pela diferença entre a massa ao ar e a massa com superfície seca saturada.                                                                                 | Gsb                     |
| Massa específica do agregado seco                                 | d                  | ABNT NM 53:2002*** | Obtido pela relação entre a massa da amostra seca pelo volume da amostra, determinado pela diferença entre a massa ao ar e massa imersa.                                      | Gsa                     |
| Massa específica do agregado na condição saturado superfície seca | ds                 |                    | Obtido pela relação entre a massa da amostra com superfície seca saturada pelo volume da amostra, determinado pela diferença entre a massa sup. Seca saturada e massa imersa. | -                       |
| Massa específica aparente                                         | da                 |                    | Obtido pela relação entre a massa da amostra pelo volume da amostra, determinado pela diferença entre a massa ao ar e massa imersa.                                           | Gsb                     |

(\*) Não recomenda a correção das massas específicas: real e aparente com a massa específica da água à temperatura do ensaio.

(\*\*) Recomenda-se a correção das massas específicas: real e aparente com a massa específica da água à temperatura do ensaio.

(\*\*\*) Norma elaborada com finalidades de aplicação em concreto

Na Tabela 16, da mesma forma são apontadas as diferenças, quanto a forma de obtenção dos parâmetros massas específicas dos agregados miúdos entre as normas: DNER-ME 84/95 e ABNT NM 52:2002.

**Tabela 16 - - Parâmetros de massa específica, simbologia e características da determinação dos volumes de agregados miúdos**

**Agregado miúdo (4,76 mm > # > 0,075 mm)**

| Parâmetro                                             | Símbolo | Norma            | Observação                                                                                                                                                | Simbologia atual |
|-------------------------------------------------------|---------|------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|
| Densidade real                                        | D25     | DNER-ME 84/95    | Volume determinado pela pesagem hidrostática com emprego do picnômetro (25°C).                                                                            | Gsa              |
| Massa específica aparente do agregado seco            | d1      | ABNT NM 52:2002* | Obtido pela relação entre a massa ao ar, pelo volume da amostra determinado pela pesagem hidrostática com emprego do picnômetro (25°C)                    | -                |
| Massa específica do agregado saturado superfície seca | d2      |                  | Obtido pela relação entre a massa saturada superfície seca, pelo volume da amostra determinado pela pesagem hidrostática com emprego do picnômetro (25°C) | -                |

(\*) Norma elaborada com finalidades de aplicação em concreto

Na Tabela 17 são apresentadas as duas normas: DNER-ME 085/94 e ABNT NM 23:2000 que preconizam os procedimentos para obtenção da massa específica de material finamente pulverizado.

Tabela 17 - Massa específica de material finamente pulverizado

| Filer (# 0,075 mm) |         |                 |                                                               |                  |
|--------------------|---------|-----------------|---------------------------------------------------------------|------------------|
| Parâmetro          | Símbolo | Norma           | Observação                                                    | Simbologia atual |
| Massa específica   | -       | DNER-ME 085/94  | Volume obtido pela líquido deslocado - frasco de Le Chatelier |                  |
| Massa específica   | -       | ABNT NM 23:2000 | Volume obtido pela líquido deslocado - frasco de Le Chatelier |                  |

A determinação dos parâmetros Marshall, tem como base o volume de vazios, que é o resultado da relação entre as massas específicas: máxima medida ou DMT e a aparente. No controle de obras e na própria dosagem Marshall, não raras vezes, nos deparamos com problemas decorrentes na determinação desses parâmetros.

Um dos pontos ainda em aberto na dosagem Marshall está na forma da consideração do ligante asfáltico absorvido pelo agregado. A adoção da média das massas específicas real e aparente indicadas pelo DNIT, acabam por trazer consigo certo grau de empirismo e pode acabar por determinar um valor de volume de vazios indesejável, com efeito, a consideração de que a metade dos vazios permeáveis por água serão preenchidos por ligante asfáltico, pode-se estar incorrendo em erro, devido a viscosidade dos diferentes tipos de ligantes asfálticos e principalmente, para agregados com elevado valor de absorção.

Agregados que apresentam elevado índice de absorção de água, também apresentam maior índice de absorção de ligante asfáltico. É sabido também que a absorção do ligante asfáltico pelo agregado é função da própria viscosidade do ligante asfáltico e em menor escala, ao tempo usinagem, transporte, espalhamento e compactação da mistura asfáltica. A adoção do ensaio denominado no meio rodoviário de *Rice test*, especificado pela norma ABNT NBR 15619 para a determinação da massa específica máxima teórica em amostras de misturas asfálticas não compactadas, tem-se mostrado mais objetiva na consideração do volume de ligante asfáltico absorvido.

Na Tabela 18 estão apresentados dois procedimentos: (i) densidade máxima teórica (DMT), que é o resultado oriundo da ponderação das massas específicas dos materiais constituintes da mistura asfáltica e (ii) massa específica máxima teórica (MEMT).

Tabela 18 - Procedimentos para determinação das massas específicas teóricas e aparentes de misturas asfálticas

| Mistura asfáltica: compactada e não compactada |         |                                      |                                                                                                                                                                                                                                                                                             |                  |
|------------------------------------------------|---------|--------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|
| Parâmetro                                      | Símbolo | Norma                                | Observação                                                                                                                                                                                                                                                                                  | Simbologia atual |
| Densidade máxima teórica                       | DMT     | DNER-ME (195/97) + (84/95) + (85/94) | É a relação entre a massa da mistura do corpo de prova e o volume dos materiais constituintes da amostra. Através da relação entre as massas que compõem a mistura e das massas específicas ponderadas em função da composição granulométrica, tem-se o volume teórico da mistura asfáltica | Gmm              |
| Massa específica máxima medida - RICE          | MEMM    | NBR 15619:2008                       | Volume obtido com pesagem hidrostática com emprego de picnômetro                                                                                                                                                                                                                            | Gmm              |
| Densidade aparente                             | Dap     | DNER-ME 117/94                       | Volume obtido por pesagem hidrostática do corpo de prova. Devido ao volume de vazios, é recomendado o uso de parafina ou fita adesiva e parafina. É recomendado a correção com a massa específica da água.                                                                                  | Gmb              |

Na determinação da Gmm (MEMT) ABNT NBR 15619:2008, é usada uma porção de 1500 g de mistura asfáltica para cada teor de ligante asfáltico (Figura 113). Após esfriar ao ar os grumos da mistura são destorreados com as mãos, de forma a separar todos os agregados recobertos com filme de ligante asfáltico (possíveis). Medir a massa de mistura asfáltica ( $M_b$ ), colocá-la no interior do kitasato e adicionar água destilada, recobrindo a amostra cerca de 5 cm. Tampar e posicionar o kitasato na mesa de oscilação do equipamento (Figura 114), conectar a mangueira de vácuo e aplicar uma pressão negativa residual de cerca de  $27,5 \pm 2,5$  mm Hg e simultaneamente acionar a mesa oscilante por no mínimo 15 minutos.

Figura 113 - Porção de mistura asfáltica de 1500 g



Figura 114 - Montagem do conjunto: mesa oscilante, bomba de vácuo e kitasato



Remover o kitasato do equipamento, completar com água todo o volume (Figura 115), tampar e adicionar água de forma a completar totalmente o volume do kitasato com água (Figura 116) evitando a presença de bolhas de ar oclusas (Figura 117).

Figura 115 - Completar com água todo o kitasato



Figura 116 - Completando o volume com água após a fixação da tampa



Figura 117 - Total ausência de bolhas de ar oclusas no interior do frasco



Após completar totalmente com água o kitasato com a tampa, medir a massa com conjunto: kitasato + tampa + amostra + água ( $M_c$ ). Em seguida, medir a temperatura da água no interior do kitasato (Figura 118).

Remover a água e amostra de mistura asfáltica e preencher todo o volume do kitasato com água destilada da mesma forma com os cuidados de não deixar bolhas de ar oclusas. **IMPORTANTE** - a água deve ser a mesma temperatura registrada na massa  $M_a$ . Em seguida medir a massa do conjunto: kitasato + tampa + água ( $M_c$ ) (Figura 119).

Figura 118 – Medição da temperatura da água



Figura 119 – Medição da massa do conjunto: kitasato + tapa + água



A massa específica máxima medida ( $G_{mm}$ ) da mistura asfáltica é obtida com a equação 6

$$Gmm = \frac{M_b}{M_a + M_b - M_c} * \gamma_t \quad (6)$$

Onde  $Gmm$  - específica máxima medida da mistura asfáltica ( $g/cm^3$ )

$M_a$ : massa do kitasato completo com água (g).

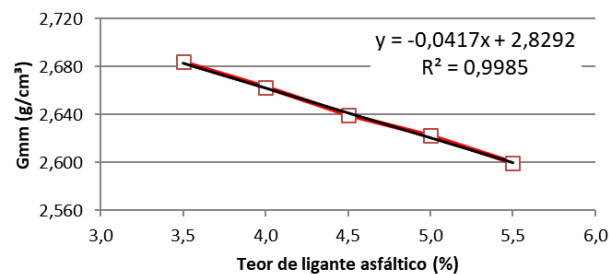
$M_b$ : massa da amostra seca ao ar (g);

$M_c$ : massa do kitasato + tampa + amostra + completo com água (g);

$\gamma_t$ : - massa específica da água na temperatura do ensaio ( $^{\circ}C$ )

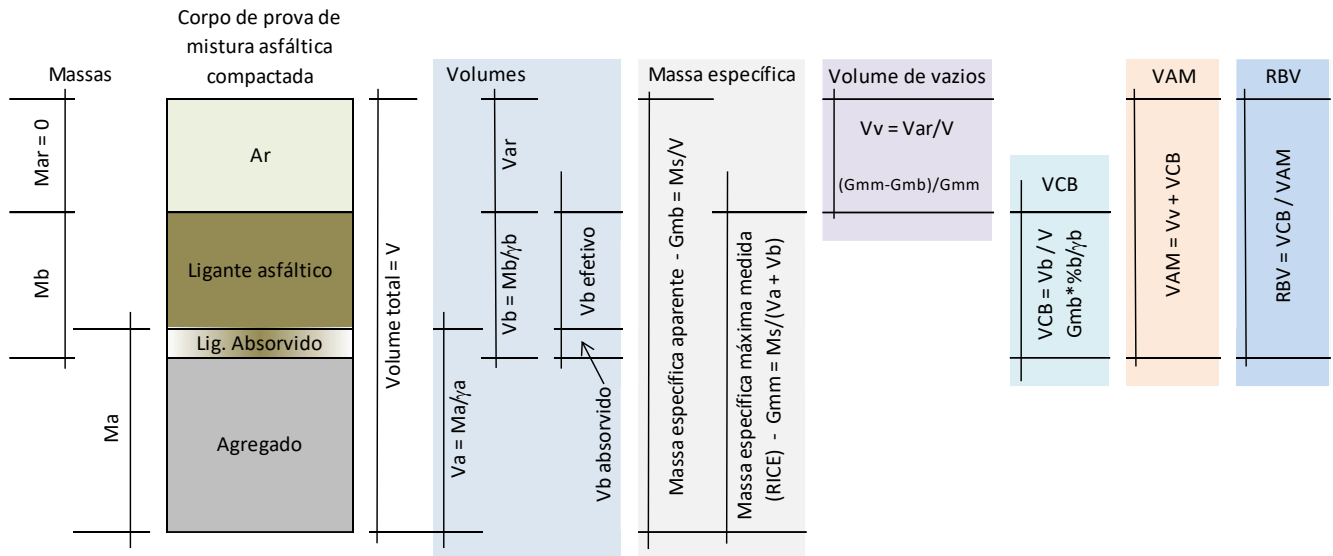
Com os resultados da  $Gmm$  é traçado um gráfico em função do teor de ligante asfáltico (Figura 120). Se na realização do ensaio foram tomados os devidos cuidados quanto a composição granulométrica e ao teor adicionado, tem-se como resultado um gráfico linear, ocorre que devido a erros involuntários ocorrem distorções no alinhamento das  $Gmm$ , assim, é recomendado que se faça uma regressão linear das  $Gmm$  e a partir da equação dessa regressão determinem-se as  $Gmm$  a serem adotadas.

Figura 120 -  $Gmm$  x teor de ligante asfáltico



Apresenta-se na Figura 121, esquema elucidativo da volumetria de misturas asfálticas compactadas: massa e volumes parciais dos materiais constituintes, massas específicas, volume de vazios ( $vv$ ), vazios cheios de betume ( $VCB$ ), vazios do agregado mineral ( $VAM$ ) e relação betume vazios ( $RBV$ ).

Figura 121 - Volumetria de mistura asfáltica compactada



A seguir estão apresentadas e folhas de ensaios para determinação das massas específicas dos agregados: graúdos e miúdos e do material finamente pulverizado: fíler natural, material oriundo da própria rocha dos agregados e passante 100% na # n. 200 (0,075 mm de abertura) e fíler artificial como: cal, cimento, escória, etc. nesse, é permitido material retido em peneiras de maiores dimensões no máximo # n. 40 (0,42 mm de abertura).

MATERIAL FINAMENTE PULVERIZADO - DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA REAL  
DNER-ME 085/94 e ABNT NM 23/2001

1º Passo Encher o frasco Le Chatelier, com auxílio de um funil de haste longa com querosene, xilol ou nafta (líquidos isentos de água) até o nível compreendido entre 0 e 1 cm<sup>3</sup>;

2º Passo Secar a parede interna do frasco acima do nível do líquido;

3º Passo Colocar o frasco em banho de água com temperatura ambiente capaz de manter a temperatura dentro de limite de variação de  $\pm 0,5^{\circ}\text{C}$ ;

4º Passo Registrar a primeira leitura  $V_1 = \underline{\hspace{2cm}}$  cm<sup>3</sup> (precisão de 0,1 cm<sup>3</sup>);

5º Passo Tomar cerca de 60 g de material e adicionar gradativamente no frasco com auxílio de um funil de haste curta, evitando-se a aderência do material na parede interna do frasco e registrar a massa de material adicionado  $M = \underline{\hspace{2cm}}$  g;

6º Passo Efetuar a segunda leitura  $V_2 = \underline{\hspace{2cm}}$  cm<sup>3</sup> (precisão de 0,1 cm<sup>3</sup>);

7º Passo Tampar o frasco e agitar o frasco levemente inclinado ou suavemente em círculos horizontais, até que não subam mais borbulhas de ar na superfície do líquido.

Nota: 1 - Recomenda-se o uso do querosene

2 - A adição da massa do material no frasco deve ser realizada sobre uma balança (sensibilidade 0,01g) de maneira a registrar a massa, conforme o material é adicionado ao frasco. A quantidade de material deve ser tal que o deslocamento do nível do líquido situe-se entre 18 e 24 cm<sup>3</sup>.

Recomenda-se que o frasco Le Chatelier seja aferido a temperatura de  $(20 \pm 0,1)^{\circ}\text{C}$

Resultado de ensaio:

| Determinações | Leitura do volume (cm <sup>3</sup> ) |                |                                           | Massa (M) | Massa específica g/cm <sup>3</sup> |        |
|---------------|--------------------------------------|----------------|-------------------------------------------|-----------|------------------------------------|--------|
|               | V <sub>1</sub>                       | V <sub>2</sub> | Volume (V <sub>2</sub> - V <sub>1</sub> ) | (g)       | parcial                            | Média* |
| 1ª.           |                                      |                |                                           |           |                                    |        |
| 2ª.           |                                      |                |                                           |           |                                    |        |

(\*) a diferença entre duas determinações não deve ser superior a 0,01g/cm<sup>3</sup>

**MASSA ESPECÍFICA DE AGREGADO MIÚDO**  
**PROCEDIMENTO DE ENSAIO - DNER ME084/95 e NBR NM 52\***

1º Passo        Secar em estufa (105 a 110) °C até constância de peso, 500 g da amostra do material compreendido entre as peneiras n. 4 (4,76 mm de abertura) e n. 200 (0,075 mm de abertura);

2º Passo        Medir a massa dos picnômetros de 1000 ml. + tampa, seco e limpo,  
A1= \_\_\_\_\_ g e A2= \_\_\_\_\_ g;

3º Passo        Colocar parte da amostra do material (cerca de 250g), cuidadosamente, nos picnômetros e medir a massa dos picnômetros + tampas + amostras,        B1 = \_\_\_\_\_ g e B2= \_\_\_\_\_ g;

4º Passo        Adicionar água destilada ou deionizada até o recobrimento de toda a amostra, (sem encher os picnômetros);

5º Passo        Aquecer os picnômetros (com as tampas) + água + amostras, por um período de pelo menos 15 min. (após a fervura) para expulsar o ar. Durante o aquecimento o picnômetro deverá ser agitado para se evitar o superaquecimento;

6º Passo        Deixar esfriar ao ar e, em seguida colocar os picnômetros (com as tampas) + amostra + água em banho a (25 ± 0,5) °C até atingir a temperatura do banho;

7º Passo        Completar totalmente o restante dos picnômetros com água destilada ou deionizada (a água deverá estar na mesma temperatura do banho), enxugar a parte externa e medir a massa do conjunto picnômetro + tampa + amostra + água,        C1 = \_\_\_\_\_ g e C2 = \_\_\_\_\_ g;

8º Passo        Retirar todo o material do picnômetro, lavar e completar todo o volume com água destilada ou deionizada (a água deverá estar na mesma temperatura do banho), enxugar a parte externa dos picnômetros e medir a massa dos picnômetros + água,        D1 = \_\_\_\_\_ g e D1 = \_\_\_\_\_ g.

Nota: 1 - A diferença máxima admitida entre os dois resultados deve ser inferior a ±0,02 g/cm<sup>3</sup>, da média.

2 - A água utilizada nas medições referentes aos passos 7º e 8º devem necessariamente estar na mesma temperatura.

Resultados de ensaio:

| MASSA ESPECÍFICA<br>( $\gamma_{ag}$ ) | Fórmula                                         | Resultados                    | Média                                 | Massa específica<br>(g/cm <sup>3</sup> ) |
|---------------------------------------|-------------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------------|
|                                       | $\gamma_{ag} = \frac{B - A}{(D - A) - (C - B)}$ | $\gamma_{ag1} = \text{_____}$ | $\gamma_{ag} = \text{_____}$<br><br>2 |                                          |
|                                       |                                                 | $\gamma_{ag2} = \text{_____}$ |                                       |                                          |

## AGREGADO GRAÚDO - DETERMINAÇÃO DA ABSORÇÃO, MASSA ESPECÍFICA REAL E APARENTE.

### PROCEDIMENTO DE ENSAIO - DNER-ME 195/97 e ABNT NBR 6458/84

Tabela - Massa da amostra de agregado para ensaio de absorção de massa específica real e aparente em função do diâmetro máximo do agregado

| Massa da amostra para ensaio $\phi$ máx (DNER-ME 195/97) |                  |
|----------------------------------------------------------|------------------|
| $\phi$ máx                                               | Massa mínima (g) |
| 38                                                       | 5.000            |
| 25                                                       | 4.000            |
| 19                                                       | 3.000            |
| 12,5 (ou menor)                                          | 2.000            |

1º Passo Lavar a massa de amostra, sob a peneira n. 4 (4,76 mm de abertura) e secar em estufa (105 a 110) °C até constância de peso;

2º Passo Imergir a amostra em água destilada por 24 hs  $\pm$  4hs (conforme DNER-ME 195/97);

3º Passo Medir a massa da amostra totalmente imersa em água destilada (pesagem hidrostática), medir a temperatura do banho com precisão de 0,1°C,  $C = \underline{\hspace{2cm}}$ g

4º Passo Enxugar a amostra com pano absorvente de modo a se obter uma superfície seca evitando-se a evaporação da água contida nos poros, medir a massa da amostra com superfície seca saturada:  $B = \underline{\hspace{2cm}}$ g;

5º Passo Secar em estufa (105 a 110) °C e medir a massa seca:  $A = \underline{\hspace{2cm}}$ g;

Nota: 1 - O termo massa específica, por facilidade, está sendo utilizado em substituição ao termo "densidade". Densidade é adimensional, visto que, é relativa à massa específica da água (g/cm<sup>3</sup>).

2 - Para expressar os resultados em massa específica (g/cm<sup>3</sup>) deve-se corrigir as relações de massa por volume pela massa específica da água à temperatura do ensaio ( $\gamma_t$ )

Resultados de ensaio:

| ABSORÇÃO (%)                         | Fórmula                                   | Cálculo                                | Absorção (%)                               |
|--------------------------------------|-------------------------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------------|
|                                      | $ABS = \frac{(B - A)}{A} * 100$           | ABS = $\underline{\hspace{2cm}}$ * 100 |                                            |
| MASSA ESPECÍFICA REAL ( $\gamma_r$ ) | Fórmula                                   | Cálculo                                | Massa Específica Real (g/cm <sup>3</sup> ) |
|                                      | $\gamma_r = \frac{A}{(A - C)} * \gamma_t$ | $\gamma_r = \underline{\hspace{2cm}}$  |                                            |

| MASSA ESPECÍFICA APARENTE* ( $\gamma_a$ ) | Fórmula                                   | Cálculo      | Massa Específica Aparente ( $\text{g/cm}^3$ ) |
|-------------------------------------------|-------------------------------------------|--------------|-----------------------------------------------|
|                                           | $\gamma_a = \frac{A}{(B - C)} * \gamma_T$ | $\gamma_a =$ |                                               |

Observações

(\*) Também denominada de massa específica com superfície seca saturada.

#### 4.4.4 – Composição granulométrica

O procedimento para a determinação da distribuição granulométrica dos materiais que compõem uma mistura asfáltica é o mesmo abordado nos materiais constituinte da BGS (Capítulo 1).

Os agregados: brita 1", pedrisco e pó de pedra, praticamente, atendem 100% das composições de misturas asfálticas, normalmente, empregadas em pavimentação como camada de rolamento. O uso da cal CH-I em misturas asfálticas na ordem de 1 a 1,5%, deve-se a três fatores: (i) melhor enquadramento da distribuição granulométrica na faixa da especificação da mistura, (ii) mistura asfáltica com cal na sua composição apresentam facilidade no espalhamento e densificação da mistura e (iii) principalmente, a melhora significativa da adesividade do ligante asfáltico/agregado.

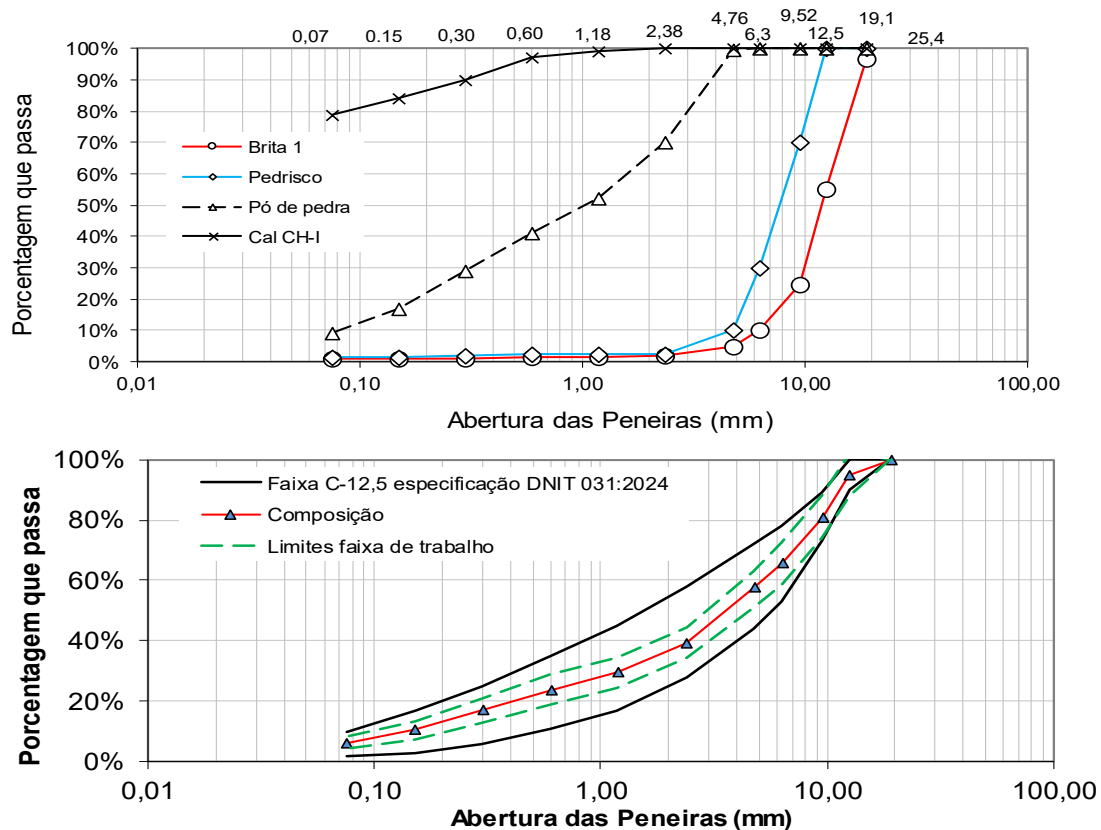
Na Figura 122 é apresentado, a título de exemplo, a determinação da granulometria individual dos agregados (brita 1, pedrisco, pó de pedra e cal) que comporão a distribuição granulométrica da mistura asfáltica enquadrada na faixa C-12,5 DNIT 031:2024.

Figura 122 - Composição granulométrica de mistura asfáltica enquadrada na faixa C-12,5 DNIT 031:2024

| Peneiras       |      | Materiais             |          |             |       | Composição | Faixa C-12,5 |          |                   |          |
|----------------|------|-----------------------|----------|-------------|-------|------------|--------------|----------|-------------------|----------|
|                |      | Brita 1               | Pedrisco | Pó de Pedra | Cal   |            | Limites      |          | Faixa de trabalho |          |
|                |      | Porcentagem que passa |          |             |       |            | Inferior     | Superior | Inferior          | Superior |
| n.             | (mm) |                       |          |             |       |            |              |          |                   |          |
| 3/4"           | 19,1 | 96,90%                | 100%     | 100%        | 100%  | 100%       | 100%         | 100%     | 100,0%            | 100%     |
| 1/2"           | 12,5 | 55,10%                | 100%     | 100%        | 100%  | 95%        | 90%          | 100%     | 87,9%             | 102%     |
| 3/8"           | 9,52 | 24,40%                | 70,00%   | 100%        | 100%  | 81%        | 73%          | 89%      | 74,0%             | 88%      |
| 1/4"           | 6,30 | 10,00%                | 30,00%   | 100%        | 100%  | 66%        | 53%          | 78%      | 58,6%             | 73%      |
| 4              | 4,76 | 5,00%                 | 10,00%   | 99,70%      | 100%  | 58%        | 44%          | 72%      | 50,9%             | 63%      |
| 8              | 2,38 | 1,70%                 | 2,50%    | 70,10%      | 100%  | 39%        | 28%          | 58%      | 34,2%             | 44%      |
| 16             | 1,18 | 1,60%                 | 2,40%    | 52,00%      | 99%   | 30%        | 17%          | 45%      | 24,6%             | 35%      |
| 30             | 0,60 | 1,40%                 | 2,20%    | 41,00%      | 97%   | 24%        | 11%          | 35%      | 18,6%             | 29%      |
| 50             | 0,30 | 1,05%                 | 1,70%    | 29,00%      | 90,0% | 17%        | 6%           | 25%      | 13,0%             | 21%      |
| 100            | 0,15 | 1,00%                 | 1,40%    | 17,00%      | 84,0% | 10%        | 3%           | 17%      | 7,5%              | 13%      |
| 200            | 0,08 | 0,70%                 | 1,20%    | 9,10%       | 79,0% | 6%         | 2%           | 10%      | 4,1%              | 8%       |
| Composição (%) |      | 11,4%                 | 34,5%    | 53,1%       | 1,0%  | 100,00%    | Composição   |          |                   |          |

| Composição  |       |
|-------------|-------|
| Material    | %     |
| Brita 1     | 11,4% |
| Pedrisco    | 34,5% |
| Pó de Pedra | 53,1% |
| Cal         | 1,0%  |

Distribuição granulométrica dos materiais Brita 1, Pedrisco, Pó de Pedra e Cal CH-I.



Após determinada a proporção de cada material constituinte da mistura asfáltica procede-se a pesagem da formulação de cada corpos-de-prova (Figura 122).

O fato de no Brasil não dispormos de norma de dosagem Marshall de misturas asfálticas, é comum nos depararmos, em vários laboratórios em várias localidades, dois procedimentos para a formulação das massas dos corpos de prova Marshall, a saber:

- i. Massa do corpo de prova da mistura asfáltica constante. Devido a variação no teor de ligante asfáltico, as massas de agregado e ligante asfáltico variam de teor para teor.
- ii. Massa de agregado do corpo de prova constante. Nesse caso somente a massa de ligante asfáltico varia, (procedimento mais usual).

No procedimento Marshall, o mais relevante é a altura final dos corpos de prova, importante que se situem próximo de 63,5 mm (2,5") com tolerância de +/- 1,3 mm. Dessa forma, adota-se massas que resultem nessa altura, pelo menos dos corpos de prova que, supostamente, próximos ao teor ótimo de ligante asfáltico de projeto. É sabido que a altura dos corpos de prova varia relativamente pouco para massas de agregados entre 1100 g e 1250 g e que é função massa específica aparente dos agregados ( $G_{sb}$ ), logo, é possível determinar a massa ideal dos agregados que irão compor os corpos de prova em função da  $G_{sb}$ . Com as equações: 9 para concreto asfáltico e 10 para pré misturado a quente.

$$P = 270,054 \cdot G_{sb} + 421 \quad (9)$$

$$P = 318,14 \cdot G_{sb} + 184 \quad (10)$$

Onde:  $P$  = massa de agregados para moldagem dos corpos de prova Marshall para obtenção da altura do corpo de prova de mistura asfáltica com 63,5 +/- 1,3 mm.

$G_{sb}$  = massa específica aparente combinada dos agregados ( $\text{g/cm}^3$ )

O exemplo apresentado na Figura 122 fixa-se a mesma massa de 1141 g de agregado para todos os corpos-de-prova.

#### 4.4.5 - Moldagem dos corpos de prova Marshall

Atualmente, tem-se moldado 4 corpos-de-prova para cada teor de ligante asfáltico prefixado, entretanto, é comum a moldagem de 3 corpos de prova por teor. Com a moldagem de 4 corpos de prova pode-se romper dois corpos de prova no ensaio de resistência à tração por compressão diametral e dois na resistência à estabilidade. Nas normas e nos procedimentos de ensaios, apresentam a faixa de teores de ligante asfáltico a ser empregado. Os teores, variam de 0,5% e, 0,5%, de forma que o teor mais baixo possua ligante suficiente para envolvimento dos agregados e no outro extremo, a quantidade de ligante não propicie escorrimiento.

Na Figura 123 registra-se a massa de agregado de 1141 g, e a faixa de teores de ligante asfáltico de 4,0% a 6,0%. Observe-se que todos os corpos-de-prova possuem 1141 g de agregados e variou-se a massa de ligante asfáltico de forma a resultar nos teores prefixados.

Figura 123 - Composição dos corpos-de-prova - Marshall

Gsb = 2.667 g/cm<sup>3</sup> - Massa de Agr. Marshall = 1141 g

| cp. N. | teores | Massa de ligante asfáltico<br>(g) | Massa total do cp<br>(g) | Composição (%) |          |             |       | Total  |
|--------|--------|-----------------------------------|--------------------------|----------------|----------|-------------|-------|--------|
|        |        |                                   |                          | Brita 1"       | Pedrisco | Pó de Pedra | Cal   |        |
|        |        |                                   |                          | 11,4%          | 34,5%    | 53,1%       | 1,0%  | 100,0% |
| 1      | 4,0%   | 47,6                              | 1188,8                   | 130,10         | 393,73   | 606,00      | 11,41 | 1141   |
| 2      |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 3      |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 4      |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 5      | 4,5%   | 53,8                              | 1195,0                   | 130,10         | 393,73   | 606,00      | 11,41 | 1141   |
| 6      |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 7      |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 8      |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 9      | 5,0%   | 60,1                              | 1201,3                   | 130,10         | 393,73   | 606,00      | 11,41 | 1141   |
| 10     |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 11     |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 12     |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 13     | 5,5%   | 66,4                              | 1207,7                   | 130,10         | 393,73   | 606,00      | 11,41 | 1141   |
| 14     |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 15     |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 16     |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 17     | 6,0%   | 72,8                              | 1214,1                   | 130,10         | 393,73   | 606,00      | 11,41 | 1141   |
| 18     |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 19     |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |
| 20     |        |                                   |                          |                |          |             |       |        |

O teor de ligante de misturas asfálticas é determinado pela relação entre a massa de ligante ( $M_{\text{ligante}}$ ) asfáltico e a massa total do corpo de prova - massa de agregado ( $M_{\text{agregado}}$ ) + massa de ligante asfáltico - equação 7. A determinação da massa de ligante asfáltico em função do teor de ligante asfáltico desejado pode ser obtido pela equação 8.

$$\text{Teor de ligante asfáltico} = \frac{\text{P. ligante asfáltico}}{(\text{P. ligante asfáltico} + \text{P agregado})} * 100$$

Equação 7

$$\text{M. de ligante asfáltico} = \frac{\% \text{ ligante} * \text{P. agregado}}{(1 - \% \text{ ligante asfáltico})}$$

Equação 8

Comumente, em linguagem de obra e de laboratório, quando se determina o teor de ligante asfáltico sobre a massa total da mistura asfáltica, denomina-se "teor de ligante por dentro" e quando o teor é obtido somente sobre a massa de agregado é dito, "teor de ligante por fora". Registra-se que por convenção o teor de ligante asfáltico de mistura asfáltica é determinado sobre a massa total da mistura asfáltica.

Para a pesagens das porções (Figura 109) os agregados devem estar secos em estufa. Após pesagem de todas as 20 porções de agregados, colocar em estufa à temperatura de 15°C acima da temperatura de usinagem (especificada pelo ensaio de viscosidade do ligante asfáltico). A massa de cal CH-I é recomendada que seja pesada em separado e não é necessário que seja colocada em estufa. O ligante asfáltico deve ser aquecido a temperatura de usinagem, previamente determinada no ensaio de viscosidade.

A compactação dos corpos de prova Marshall é por impacto, podendo ser manual ou emprego de um compactador automático (Figura 110). A grande vantagem na utilização de um processo automático está na homogeneidade final dos corpos de prova, pois a compactação manual é uma operação que exige muito do laboratorista o que acaba por ocorrer variações naturais quanto a velocidade das aplicações dos golpes, como também a verticalidade da haste do soquete. Normalmente, a compactação manual é feita por dois operadores que revezam a aplicação dos golpes em um mesmo corpo de prova.

São aplicados 75 golpes por face do corpo de prova para CA. Já para misturas asfálticas que possuem distribuição granulométrica descontínuas como: Gap Graded, SMA, CPA, etc. são aplicados, normalmente, 50 golpes por face.

Na Figura 124 é apresentado o equipamento Marshall, na Figura 125 aspecto da montagem: molde, colarinho e soquete, na Figura 126 molde, o colarinho e soquete montado, por fim na Figura 127 corpo de prova Marshall

Figura 124 - Compactador Automático Marshall



Figura 125 - Conjunto molde, colarinho, colar e funil montado

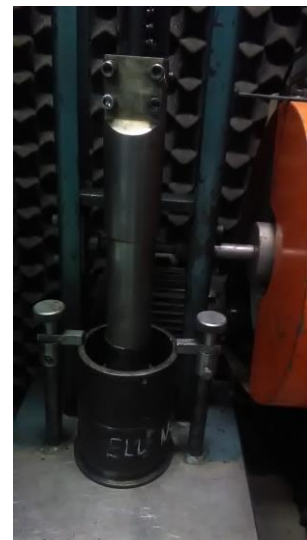


Figura 126 - Detalhe do molde, base e colarinho - Marshall



Figura 127 - corpo de prova de mistura asfáltica compactado



Importante, as superfícies que manterão contato com a mistura asfáltica (base inferior fixa e base do soquete) devem ser previamente aquecidas a temperatura ligeiramente acima da de moldagem.

A seguir são descritos detalhes de boas práticas laboratorial para a moldagem e extração dos corpos de prova Marshall:

- Adicionar a mistura de agregados misturados aquecidos em uma vasilha (apropriada, preferencialmente com cabo) também aquecida e adiciona-se a cal, essa pode estar em temperatura ambiente.
- Revolva a mistura de forma que a cal envolva todos os agregados. Essa operação garante a efetividade da cal na mistura com agente melhorador de adesividade.
- Posicione a vasilha sobre a balança e faça uma abertura na mistura "poço" expondo o fundo da vasilha.
- Zere a balança e adicione a massa de ligante asfáltico preenchendo o interior desse "poço". Caso ocorra um acréscimo da massa, remova o excesso somente do ligante com auxílio de uma tira de papel.
- Transfira a vasilha para uma fonte de calor e processe a mistura com uma colher, preferencialmente, de madeira. Importante, durante a homogeneização, a mistura não pode perder temperatura e o processo deve ser mantido até a total cobertura da superfície dos agregados pelo ligante. As misturas com menor teor de ligante asfáltico é necessário mais tempo de homogeneização.
- Após a homogeneização, transferir a mistura para uma vasilha (ideal as bandejas de alumínio de marmitex) e mantê-la em estufa, na temperatura de compactação, por 2h. Esse período é denominado de tempo de digestão, é o tempo necessário para que ocorra a absorção do ligante asfáltico pelo agregado.
- Um dos fatores mais significativos no sucesso da dosagem Marshall está no controle adequado da temperatura de usinagem e de compactação. Todos os corpos de prova devem estar na mesma temperatura antes da aplicação dos golpes.
- Posicionar o molde cilíndrico sobre a base fixa pré-aquecida, colocar em seguida o colar, fixar o conjunto ao aparelho (se compactador mecânico) e colocar um disco de papel filtro no fundo do molde.
- Colocar a massa de mistura asfáltica no interior do molde. Para se evitar a segregação do corpo de prova, cuidados na deposição massa da mistura no interior do molde cilíndrico. Não se deve despejar

de uma única vez a mistura no interior do molde, isso possibilita a segregação da mistura, uma face do corpo de prova com uma concentração maior de agregados graúdos e a outra rica em partículas de menor tamanho. Recomenda-se o uso de uma colher que, em pequenas porções a mistura é depositada no interior do molde.

- Aplica-se 15 golpes com uma espátula de 20 mm de largura, ao longo de todo o perímetro do molde e 10 golpes no centro da mistura. Em seguida, coloca-se um disco de papel filtro e o soquete com sua base também aquecida.
- São aplicados 75 golpes ou 50 golpes por face do corpo de prova, para misturas asfálticas com distribuição granulométrica contínuas ou descontínuas respectivamente.
- Após a moldagem, tirar o corpo de prova da base, remover os discos de papel filtro e identificá-los. O resfriamento pode ser feito por dois procedimentos é: (i) manter os corpos de prova dentro do molde e apoiados sobre a geratriz ou (ii) dispor de uma base circular (fixa) em que o corpo de prova (dentro do molde) fique totalmente apoiado sobre essa base (procedimento mais recomendado).
- É prática que a extração seja realizada após 24h. Para facilitar a extração sem danificar o corpo de prova, colocar o molde com os corpos de prova em estufa para um aquecimento do molde até que se possa ser manuseado com as mãos sem proteção e que não cause desconforto, em seguida, sacar os corpos de prova com o extrator mecânico.

Fazer as medições dos diâmetros em 4 posições diametralmente opostas e determinar a média e da mesma forma com a altura. Registrar na folha de ensaio. Realizar as medições das massas ao ar (Mar), imersa (Mi) e com superfície seca saturada (Msss) e registrar na folha de ensaio.

Na Figura 128 é registrada em uma planilha modelo de ensaio Marshall com todos os cálculos pertinentes: volume de vazios, VAM, VCB, RBV. Registra-se que nesse exemplo foi adotado o procedimento para obtenção da massa específica máxima teórica ( $G_{mm}$ ) pelo método Rice-test - conforme norma: ABNT NBR 15619 (2012) - Misturas asfálticas - determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas.

Figura 128 - Planilha de ensaio Marshall

| ENSAIO MARSHALL - SPV 19,0mm  |           |        |        |        |                               |             |               |                                   |            |                  |                                |                               |                           |
|-------------------------------|-----------|--------|--------|--------|-------------------------------|-------------|---------------|-----------------------------------|------------|------------------|--------------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| Característica dos Materiais: |           |        |        |        |                               |             |               |                                   |            |                  |                                |                               |                           |
| Agregado (origem) Basáltica   |           |        |        |        | Ligante Asfáltico: CAP- 30/45 |             |               | M. esp. do Ligante Asfáltico (γb) |            |                  | 1,020 g/cm3                    |                               |                           |
| Parâmetros Volumétricos       |           |        |        |        |                               |             |               |                                   |            |                  |                                |                               |                           |
| CPs n.                        | Ligante   | Massa  |        |        | Água                          | Volume      | Absorção água | M. específica                     |            | Volume de vazios | V.C.B. Vazios cheios de betume | V.A.M. Vazios do Agr. Mineral | R.B.V. Rel. Betume Vazios |
|                               | asfáltico | ao ar  | Imersa | Msss   | 26,3°C                        |             |               | Gmb                               | Gmm (RICE) |                  |                                |                               |                           |
|                               | (%)       | (g)    | (g)    | (g)    | (g)                           | cm3         | (%)           | (g/cm3)                           | (g/cm3)    | (%)              | (%)                            | (%)                           |                           |
|                               | A         | B      | C      | D      | E                             | F           | G             | H                                 | I          | J                | K                              | L                             | M                         |
|                               | CP        | -      | -      |        | -                             | (D - C) / E | (D - B) / D   | B / F                             |            | (I - H) / I      | H*B / γb                       | J + K                         | K / L * 100               |
| 1                             | 3,5       | 1144,5 | 691,4  | 1149,4 | 0,9967                        | 459,5       | 0,43          | 2,491                             | 2,689      | 7,4              | 8,55                           | 15,93                         | 53,6                      |
| 2                             | 3,5       | 1158,0 | 700,7  | 1164,4 | 0,9967                        | 465,3       | 0,56          | 2,489                             | 2,689      | 7,5              | 8,54                           | 15,99                         | 53,4                      |
| 3                             | 3,5       | 1159,5 | 703,4  | 1167,0 | 0,9967                        | 465,1       | 0,65          | 2,493                             | 2,689      | 7,3              | 8,55                           | 15,86                         | 53,9                      |
| Média                         |           |        |        |        |                               |             |               | 2,491                             |            | 7,4              | 8,5                            | 15,9                          | 53,7                      |
| 4                             | 4,0       | 1157,4 | 701,5  | 1159,9 | 0,9967                        | 459,9       | 0,21          | 2,517                             | 2,669      | 5,7              | 9,87                           | 15,57                         | 63,4                      |
| 5                             | 4,0       | 1158,8 | 698,2  | 1158,8 | 0,9967                        | 462,0       | 0,00          | 2,508                             | 2,669      | 6,0              | 9,83                           | 15,87                         | 62,0                      |
| 6                             | 4,0       | 1160,9 | 699,3  | 1160,4 | 0,9967                        | 462,7       | 0,04          | 2,509                             | 2,669      | 6,0              | 9,84                           | 15,83                         | 62,2                      |
| Média                         |           |        |        |        |                               |             |               | 2,511                             |            | 5,9              | 9,8                            | 15,8                          | 62,5                      |
| 7                             | 4,5       | 1157,6 | 699,6  | 1155,4 | 0,9967                        | 457,3       | 0,20          | 2,531                             | 2,649      | 4,4              | 11,17                          | 15,59                         | 71,6                      |
| 8                             | 4,5       | 1163,2 | 701,7  | 1160,5 | 0,9967                        | 460,3       | 0,23          | 2,527                             | 2,649      | 4,6              | 11,15                          | 15,74                         | 70,8                      |
| 9                             | 4,5       | 1154,7 | 698,3  | 1153,0 | 0,9967                        | 456,1       | 0,15          | 2,531                             | 2,649      | 4,4              | 11,17                          | 15,59                         | 71,6                      |
| Média                         |           |        |        |        |                               |             |               | 2,530                             |            | 4,5              | 11,2                           | 15,6                          | 71,4                      |
| 10                            | 5,0       | 1151,8 | 697,6  | 1149,0 | 0,9967                        | 452,9       | 0,24          | 2,543                             | 2,628      | 3,2              | 12,47                          | 15,70                         | 79,4                      |
| 11                            | 5,0       | 1150,6 | 696,3  | 1147,8 | 0,9967                        | 452,9       | 0,24          | 2,540                             | 2,628      | 3,3              | 12,45                          | 15,80                         | 78,8                      |
| 12                            | 5,0       | 1164,9 | 706,9  | 1161,8 | 0,9967                        | 456,4       | 0,27          | 2,552                             | 2,628      | 2,9              | 12,51                          | 15,40                         | 81,3                      |
| Média                         |           |        |        |        |                               |             |               | 2,545                             |            | 3,2              | 12,5                           | 15,6                          | 79,8                      |
| 13                            | 5,5       | 1158,2 | 701,7  | 1155,1 | 0,9967                        | 454,9       | 0,27          | 2,546                             | 2,608      | 2,4              | 13,73                          | 16,11                         | 85,2                      |
| 14                            | 5,5       | 1149,5 | 694,5  | 1146,3 | 0,9967                        | 453,3       | 0,27          | 2,536                             | 2,608      | 2,8              | 13,67                          | 16,44                         | 83,2                      |
| 15                            | 5,5       | 1156,3 | 699,9  | 1153,0 | 0,9967                        | 454,6       | 0,28          | 2,543                             | 2,608      | 2,5              | 13,71                          | 16,20                         | 84,7                      |
| Média                         |           |        |        |        |                               |             |               | 2,542                             |            | 2,5              | 13,7                           | 16,2                          | 84,4                      |

Na coluna A, a identificação do teor de ligante asfáltico, as medidas das massas ao ar são registradas na planilha de ensaio - coluna B. Em seguida os valores da pesagem hidrostática estão registrados na coluna C, retira-se o corpo de prova da imersão e com um pano previamente umedecido, seca-se a superfície do corpo de prova de forma que os poros fiquem preenchidos de água, mas, a superfície do corpo de prova seca e registra-se a Mss na coluna D. Anotar a massa específica da água correspondente a temperatura do ensaio (coluna E). A seguir é apresentada a determinação do volume de vazios e os demais parâmetros Marshall.

Dentre os parâmetros Marshall o mais relevante é o volume de vazios, pois é através dele que os demais parâmetros são determinados: VCB, VAM e RBV.

#### 4.4.5.1 - Volume de vazios

A  $G_{mb}$  do corpo de prova, consta na coluna H (Figura 114) da planilha de ensaio e com a  $G_{mm}$  (Rice) determina-se o volume de vazios (coluna J) do corpo de prova pela equação 9

$$V_v = \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} * 100 \quad (9)$$

Onde:  $V_v$  = volume de vazios (%)

$G_{mm}$  = massa específica máxima teórica ( $\text{g/cm}^3$ )

$G_{mb}$  = massa específica aparente ( $\text{g/cm}^3$ )

Quantifica o volume de ar, em porcentagem, que o corpo de prova de mistura asfáltica compactado possui. O DNIT 031:202, tem especificação o volume de vazios de ar correspondente ao teor ótimo de ligante asfáltico de projeto entre 3% e 5%. Nesse caso para misturas asfálticas destinadas a camada de rolamento, o teor de ligante da mistura asfáltica deve ser tal que esse volume de vazios de ar seja atingido.

#### 4.4.5.2 - Vazios cheios de betume

Esse parâmetro expressa o quanto dos vazios do agregado mineral (VAM) estão preenchidos com ligante asfáltico, e é obtido pela equação 10 ou 11.

$$VCB = \frac{V_b}{V} * 100 \quad (10)$$

ou

$$VCB = \frac{G_{mb} * \%b}{\gamma_b} * 100 \quad (11)$$

Onde:  $VCB$  = vazios cheios de betume (%)

$G_{mb}$  = massa específica aparente ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )

$\%b$  = teor de ligante asfáltico (%)

$\gamma_b$  = massa específica do ligante asfáltico ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )

#### 4.4.5.3 - Vazios do agregado mineral

O VAM é a somatória algébrica do volume de vazios e do VCB. Expressa o volume de vazios intragranulares do corpo de prova compactado (equação 12).

$$VAM = VV + VCB \quad (12)$$

Onde: VAM = vazios do agregado mineral (%)

VV = volume de vazios (%)

VCB = vazios cheios de betume (%)

Trata-se de um parâmetro que exerce grande importância no comportamento da mistura asfáltica, é muito influenciado pela: (i) distribuição granulométrica e (ii) também pela forma do agregado.

Materiais que apresentam distribuição granulométrica contínua e forma dos grãos compatível com a especificação, normalmente, apresentam VAM baixos. A norma DNIT 031/2024 - ES especifica o VAM em função do diâmetro máximo nominal do agregado (DMN) e o volume de vazios. Por exemplo, para TNM = 19,0 mm o VAM deve ser de no mínimo 13% desde que o volume de vazios seja de 4%. Na Figura 129 estão apresentados os valores de VAM em função do TNM e do volume de vazios.

Figura 129 - Especificação do VAM - DNIT 031:2024

| VAM (mínimo) |      |                      |    |    |
|--------------|------|----------------------|----|----|
| TNM          |      | Volume de vazios (%) |    |    |
| ASTM         | (mm) | 3%                   | 4% | 5% |
| 1"           | 25,4 | 11                   | 12 | 13 |
| 3/4"         | 19,0 | 12                   | 13 | 14 |
| 1/2"         | 12,7 | 13                   | 14 | 15 |
| 3/8"         | 9,5  | 14                   | 15 | 16 |

#### 4.4.5.4 - Relação betume vazios

RBV expressa a relação entre o volume de ligante asfáltico e o VAM, dado pela equação 13.

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} * 100 \quad (13)$$

Onde: RBV = relação betume vazios (%)

Conforme prescreve a especificação do DNIT 031/2006 - ES, esse parâmetro deve situar-se entre 75% e 82% para misturas asfálticas destinadas a camada de rolamento. Salienta-se que esse parâmetro é função do volume de vazios e VAM.

#### 4.4.5.5 - Estabilidade e fluência

Esses dois parâmetros mostram pouca importância do comportamento da mistura asfáltica. A estabilidade é a resistência que a mistura asfáltica oferece para apresentar a falha, entretanto, registra-se que devido a forma de como o ensaio é realizado não se pode inferir um parâmetro único de resistência, pois, ocorre compressão, tração, cisalhamento e até mesmo uma forma de esmagamento do corpo de prova, tornando assim esse ensaio de pouca valia. Sabe-se que misturas asfálticas muito rígidas, normalmente, apontam valores de estabilidade elevados, o que acaba por propiciar uma forma de controle a se evitar esse tipo de mistura com receios de trincamento precoce por fadiga, mas, também é comum encontrarmos misturas asfálticas com valores elevados de estabilidade com bom comportamento em serviço.

Da mesma forma o parâmetro fluência, que indica o deslocamento que a mistura asfáltica sofre para que ocorra a falha (estabilidade), diz muito pouco do comportamento da mistura.

#### 4.4.5.6 – Teor de ligante asfáltico de projeto

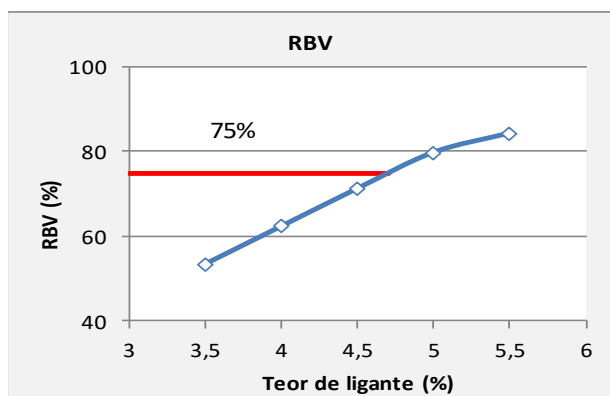
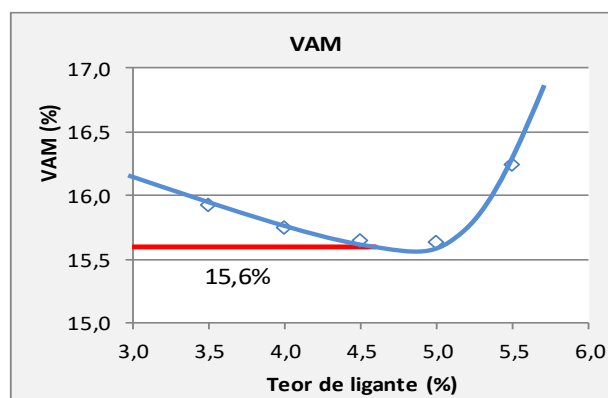
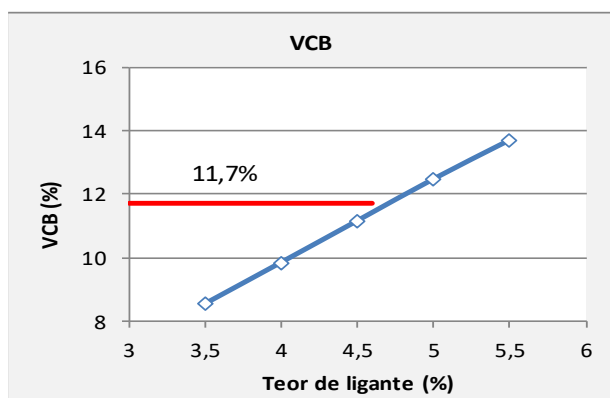
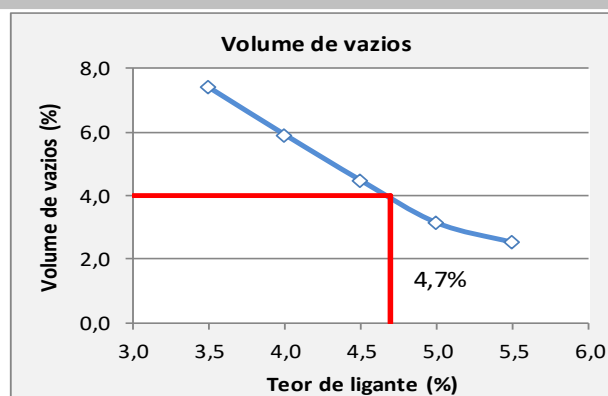
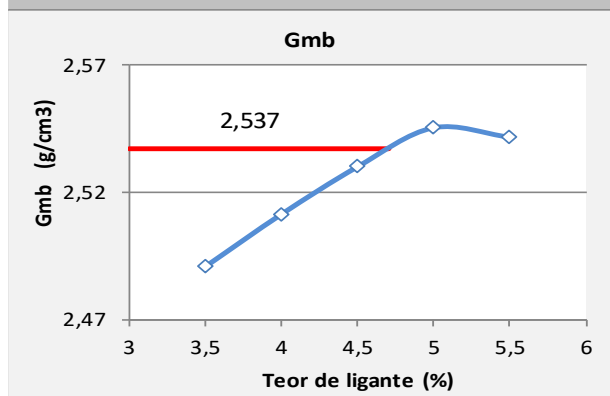
Como resultados do ensaio de dosagem Marshall, traçam-se gráficos dos parâmetros: volume de vazios, VCB, VAM, etc, em função dos teores de ligante asfáltico (Figura 103).

Para a determinação do teor de ligante asfáltico de projeto da mistura asfáltica, Com base nos parâmetros especificados na norma DNIT 031:2006, primeiro verifica-se o teor correspondente ao volume de vazios de 4% (média entre 3% e 5%), em seguida, com esse teor verifica-se o VAM se é superior a 15% (como se trata de uma mistura asfáltica com distribuição granulométrica de DMN = 19,0 mm), caso afirmativo, checka-se o RBV se enquadra-se entre 75% e 82%.

Se o teor de ligante asfáltico correspondente a 4% de volume de vazios atende aos demais parâmetros, adota-se esse teor como sendo o teor de ligante asfáltico de projeto, no do exemplo (Figura 130) o teor foi de 4,7%. Caso contrário, altera-se o teor de ligante asfáltico em função do volume de vazios (3% a 5%) de forma que os demais parâmetros sejam atendidos.

Figura 130 - Resultados em gráficos do ensaio de dosagem parâmetros Marshall

ENSAIO MARSHALL - GRÁFICOS - MISTURA ASFÁLTICA: SPV 19,0 mm - CAP 30/45



| Resumo dos parâmetros Marshall |             |               |
|--------------------------------|-------------|---------------|
| Parâmetros                     | Valor       | Especificação |
| Vol. de vazios                 | 4,0%        | 3 a 5 %       |
| Teor de Lig.                   | 4,7%        |               |
| Gmb                            | 2,537 g/cm³ |               |
| VCB                            | 11,70%      |               |
| RBV                            | 75,0%       | 75 a 82%      |
| VAM                            | 15,60%      | > 15%         |

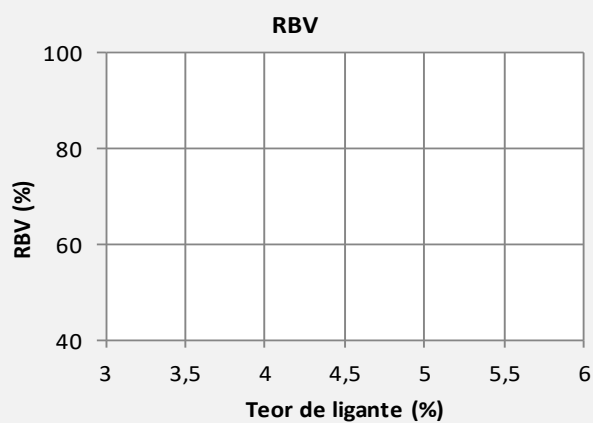
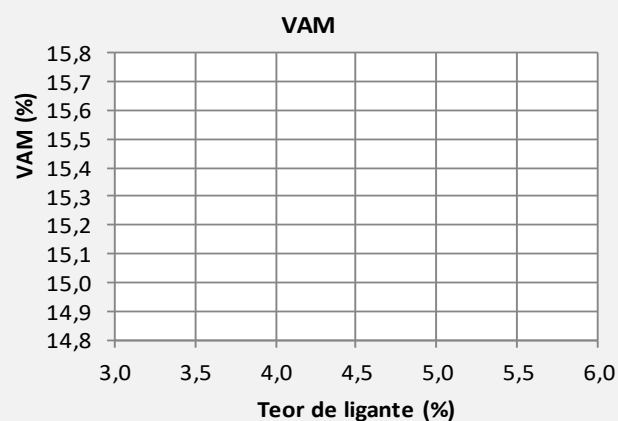
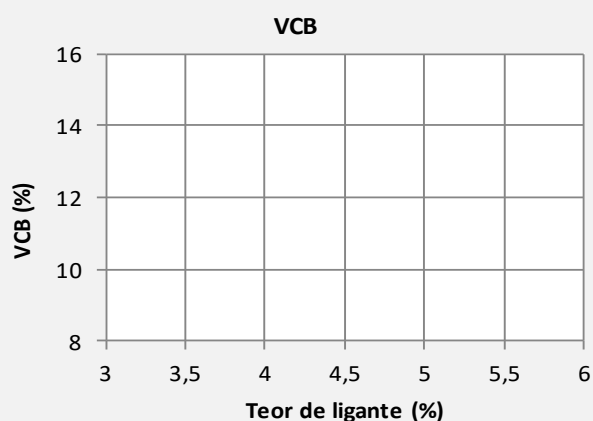
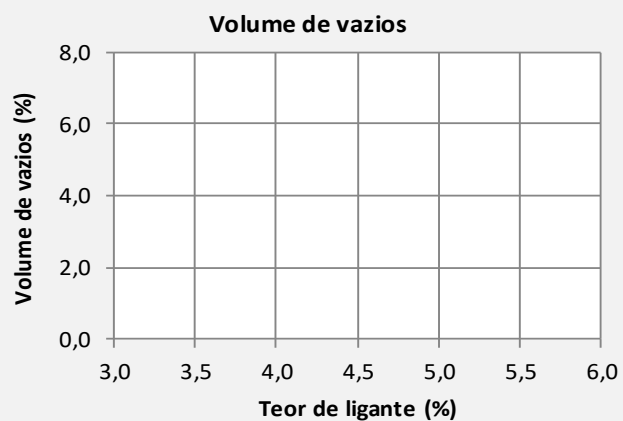
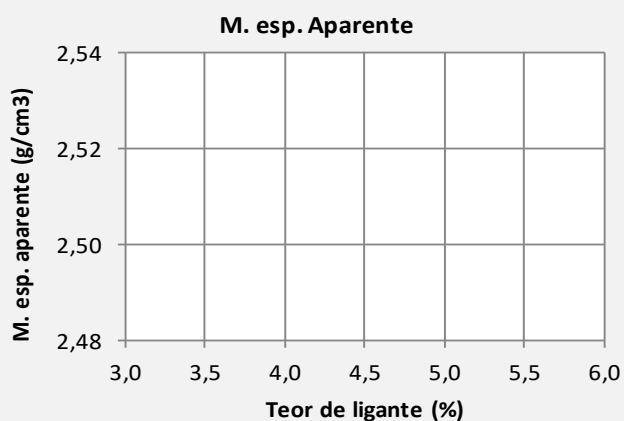
| Parâmetros - Gráficos |       |     |      |      |      |
|-----------------------|-------|-----|------|------|------|
| Teor                  | Gmb   | Vv  | VCB  | VAM  | RBV  |
| 3,5                   | 2,491 | 7,4 | 8,5  | 15,9 | 53,7 |
| 4,0                   | 2,511 | 5,9 | 9,8  | 15,8 | 62,5 |
| 4,5                   | 2,530 | 4,5 | 11,2 | 15,6 | 71,4 |
| 5,0                   | 2,545 | 3,2 | 12,5 | 15,6 | 79,8 |
| 5,5                   | 2,542 | 2,5 | 13,7 | 16,2 | 84,4 |

São apresentadas a seguir, duas planilhas de dosagem Marshall de mistura asfáltica tipo Binder, como exercício, sendo uma como base na Gmm resultante da ponderação das massas específicas dos agregados (método DNER) e outra com Gmm obtida através do ensaio Rice.

Gmm - ponderação das massas específicas dos agregados

| Característica dos Materiais:                                                                                  |                      |        |        |        |        |           |                  |                                             |                                         |     |                        |                                      |                                     |                                |             |       |         |     |     |     |   |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|--------|--------|--------|--------|-----------|------------------|---------------------------------------------|-----------------------------------------|-----|------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|-------------|-------|---------|-----|-----|-----|---|
| Agregado (origem) Basáltica (γa) = <b>2,835</b> g/cm³                                                          |                      |        |        |        |        |           |                  | M. esp. do Ligante Asfáltico CAP 30/45 (γb) |                                         |     |                        | <b>1,020</b> g/cm3                   |                                     |                                |             |       |         |     |     |     |   |
| Parâmetros Volumétricos - Base da Gmm obtida pele massa específica ponderada dos agregados e do ligante (DNIT) |                      |        |        |        |        |           |                  |                                             |                                         |     |                        |                                      |                                     |                                |             |       |         |     |     |     |   |
| CPs<br>n.                                                                                                      | Ligante<br>asfáltico | Massa  |        |        | Água   | Volume    | Absorção<br>água | M. específica                               |                                         |     | Volume<br>de<br>vazios | V.C.B.<br>Vazios cheios<br>de betume | V.A.M.<br>Vazios do<br>Agr. Mineral | R.B.V.<br>Rel. Betum<br>Vazios |             |       |         |     |     |     |   |
|                                                                                                                |                      | ao ar  | Imersa | Msss   | 26,3°C |           |                  | Gmb                                         | Vol. Teórico                            | Gmm |                        |                                      |                                     |                                |             |       |         |     |     |     |   |
|                                                                                                                |                      | (%)    | (g)    | (g)    | (g)    |           |                  | (g)                                         | cm³                                     | (%) |                        |                                      |                                     |                                | (g/cm³)     | (cm³) | (g/cm³) | (%) | (%) | (%) |   |
|                                                                                                                |                      | A      | B      | C      | D      |           |                  | E                                           | F                                       | G   |                        |                                      |                                     |                                | H           | I     | J       | K   | L   | N   | O |
|                                                                                                                | CP                   | -      | -      | -      | -      | (D - C)/E | (D - B)/D        | B / F                                       | (((100 - A)*B/ γa+<br>(A*B/ γb)))/ 10 0 |     | B / I                  | (J - H) / J                          | H * A / γb                          | K + L                          | L / N *10 0 |       |         |     |     |     |   |
| 1                                                                                                              | 3,5                  | 1155,5 | 703,4  | 1167,0 | 0,9967 |           |                  |                                             |                                         |     |                        |                                      |                                     |                                |             |       |         |     |     |     |   |
| 2                                                                                                              | 4,0                  | 1154,8 | 698,2  | 1158,8 | 0,9967 |           |                  |                                             |                                         |     |                        |                                      |                                     |                                |             |       |         |     |     |     |   |
| 3                                                                                                              | 4,5                  | 1150,7 | 698,3  | 1153,0 | 0,9967 |           |                  |                                             |                                         |     |                        |                                      |                                     |                                |             |       |         |     |     |     |   |
| 4                                                                                                              | 5,0                  | 1147,8 | 697,6  | 1149,0 | 0,9967 |           |                  |                                             |                                         |     |                        |                                      |                                     |                                |             |       |         |     |     |     |   |
| 5                                                                                                              | 5,5                  | 1152,3 | 699,9  | 1153,0 | 0,9967 |           |                  |                                             |                                         |     |                        |                                      |                                     |                                |             |       |         |     |     |     |   |

**ENSAIO MARSHALL - GRÁFICOS - MISTURA ASFÁLTICA - BINDER - CAP 30/45**

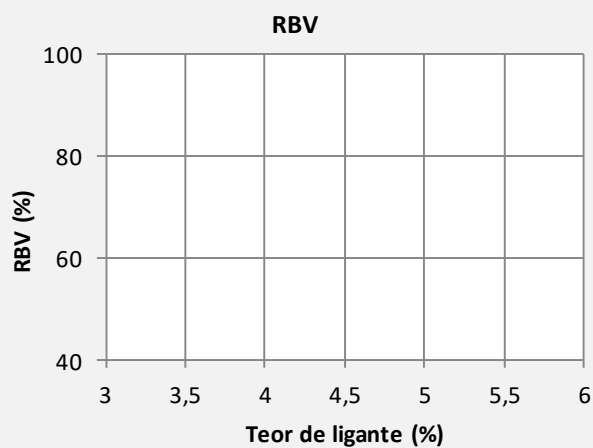
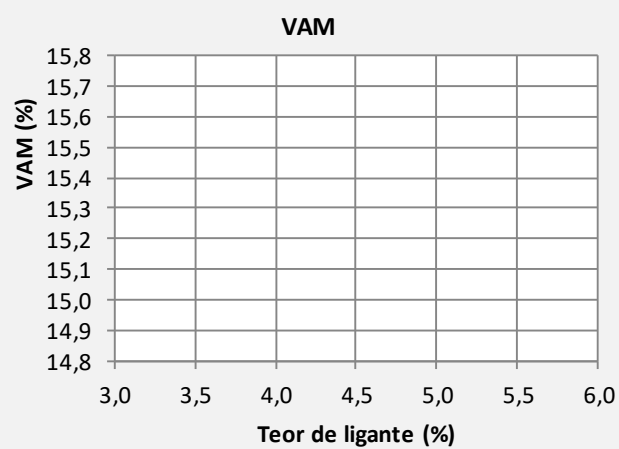
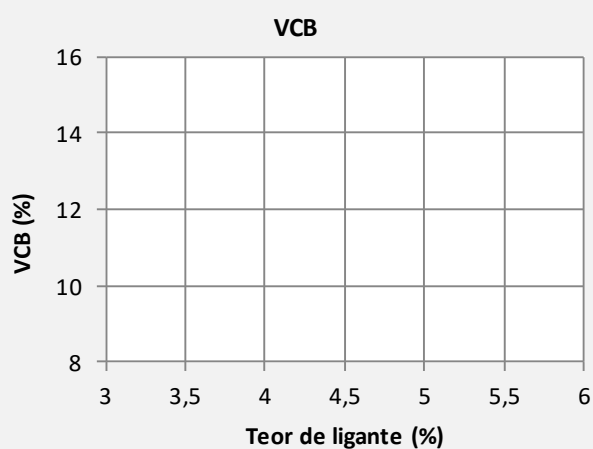
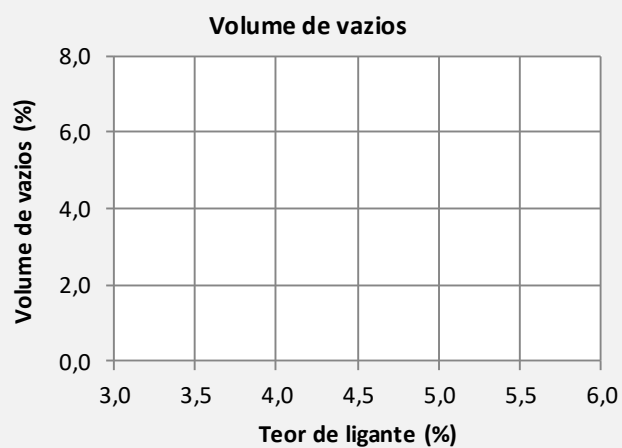
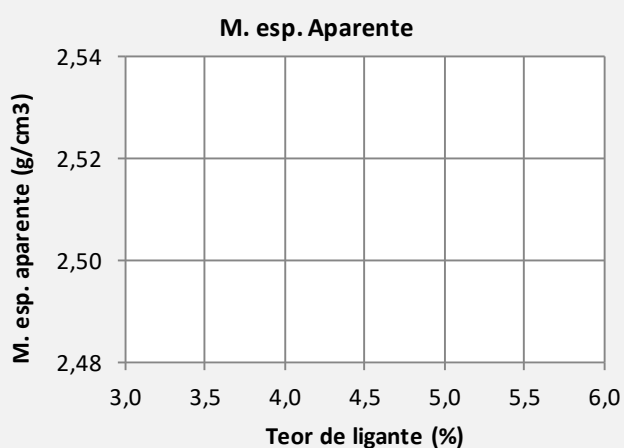


| Resumo dos parâmetros Marshall |       |               |
|--------------------------------|-------|---------------|
| Parâmetros                     | Valor | Especificação |
| Vol. de vazios                 |       | 4 a 6 %       |
| Teor de Lig.                   |       |               |
| M.esp. ap.                     |       |               |
| VCB                            |       |               |
| RBV                            |       | 65 a 72%      |
| VAM                            |       | > 15%         |
| Estabilidade                   |       |               |
| Fluência                       |       |               |

| Parâmetros - Gráficos |             |    |     |     |     |
|-----------------------|-------------|----|-----|-----|-----|
| Teor                  | M. esp. ap. | Vv | VCB | VAM | RBV |
| 3,5                   |             |    |     |     |     |
| 4,0                   |             |    |     |     |     |
| 4,5                   |             |    |     |     |     |
| 5,0                   |             |    |     |     |     |
| 5,5                   |             |    |     |     |     |



**ENSAIO MARSHALL - GRÁFICOS - MISTURA ASFÁLTICA - BINDER - CAP 30/45**



| Resumo dos parâmetros Marshall |       |               |
|--------------------------------|-------|---------------|
| Parâmetros                     | Valor | Especificação |
| Vol. de vazios                 |       | 4 a 6 %       |
| Teor de Lig.                   |       |               |
| M.esp. ap.                     |       |               |
| VCB                            |       |               |
| RBV                            |       | 65 a 72%      |
| VAM                            |       | > 15%         |
| Estabilidade                   |       |               |
| Fluência                       |       |               |

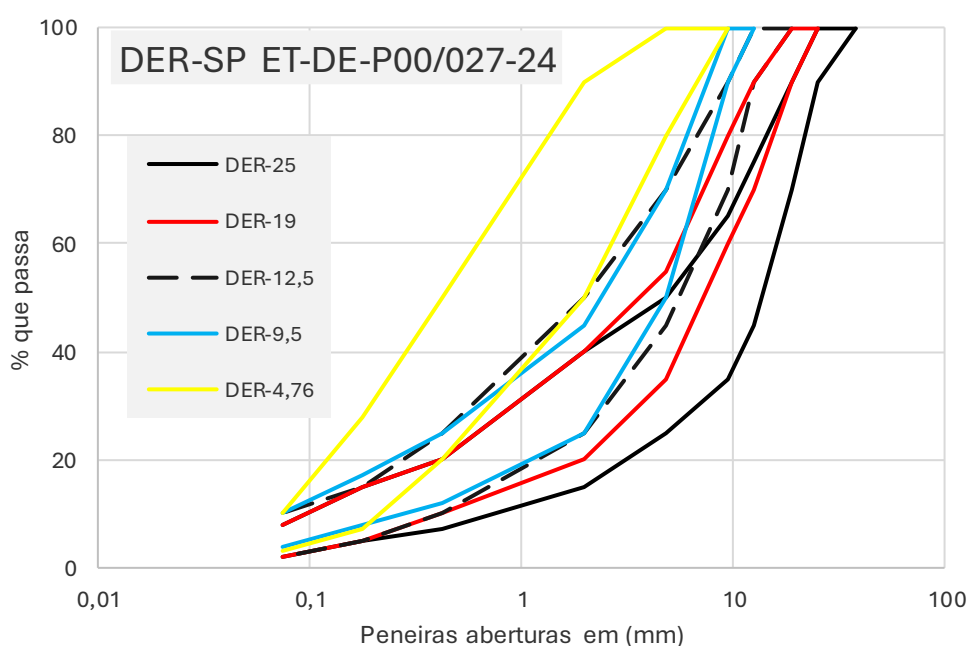
| Parâmetros - Gráficos |             |    |     |     |     |
|-----------------------|-------------|----|-----|-----|-----|
| Teor                  | M. esp. ap. | Vv | VCB | VAM | RBV |
| 3,5                   |             |    |     |     |     |
| 4,0                   |             |    |     |     |     |
| 4,5                   |             |    |     |     |     |
| 5,0                   |             |    |     |     |     |
| 5,5                   |             |    |     |     |     |

#### 4.5 - Concreto Asfáltico - Especificação

As normas do DER-SP ET-DE-P00/027 (2024) - Concreto asfáltico e a norma do DNIT 031/2024-ES - Pavimentação - Concreto asfáltico - Especificação de serviço, especificam os critérios que as misturas asfálticas devem atender, quanto aos materiais, equipamentos, execução, condicionantes ambientais, controle da qualidade, plano de amostragem, condições de conformidade e não conformidade e os critérios de medição dos serviços. Iremos abordar o quesito quanto aos materiais.

Em ambas as duas normas são apresentadas faixas granulométricas que se assemelham. Na Figura 131 são apresentadas as faixas do órgão DER-SP.

Figura 131 - Faixas granulométricas DER-SP especificação ET-DE-P00/027 (2024)

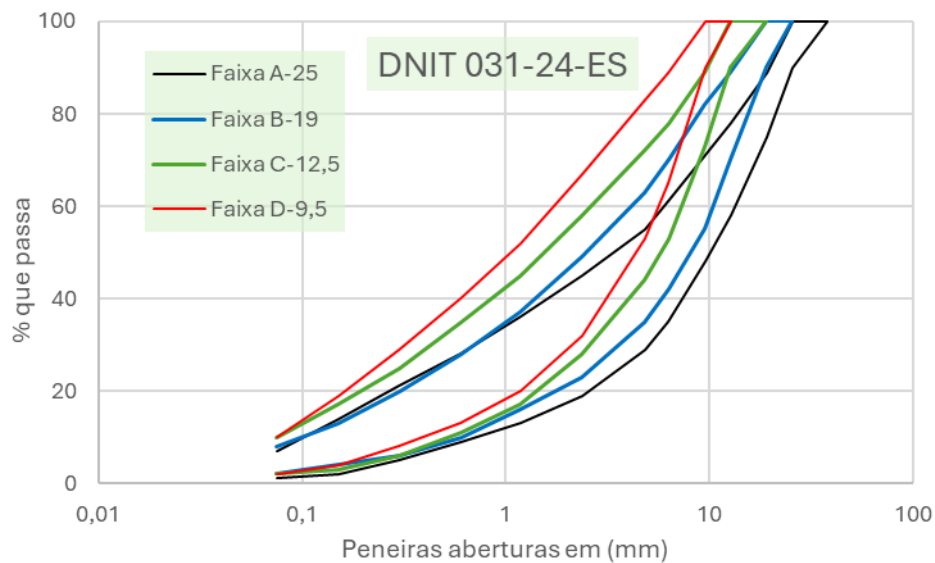


Observe-se que são apresentadas cinco faixas, tendo como diferencial comparativamente às faixas apresentadas na norma do DNIT a faixa DER-4,76, normalmente utilizada para reperfilagem.

Outro ponto a ser considerado é que para todas as faixas de ambos os órgãos rodoviários é mantida a variação na peneira n. 200 (0,075 mm de abertura) praticamente a mesma, sendo o diferencial o tamanho nominal máximo (TNM) da granulometria, DER-SP sendo: 25 mm, 19 mm, 12,5 mm, 9,5 mm e 4,76 mm precedido de DER e a nomenclatura das faixas do DNIT são A-25, B-19, C 12,5, D-9,5.

Outro diferencial é o número de peneiras que constam na especificação do DNIT, superior ao número de peneiras do órgão DER-SP. Na Figura 132 são apresentadas as faixas granulométricas do DNIT 031 - 2024.

Figura 132 - Faixas granulométricas DNIT especificação 031 (2024)



A especificação do DNIT 031-2024 diferencia a distribuição granulométrica em dois tipos de comportamentos: graúdo e fino, essa diferenciação está associada à peneira de controle primário (PCP) conforme apresentada na Tabela 19.

Se a composição granulométrica da mistura asfáltica apresentar porcentagem inferior nos pontos de controle à PCP (Tabela 19) deverá ser considerada como comportamento graúdo, caso contrário de comportamento fino.

Tabela 19 - Pontos de controle para a classificação de graduação do concreto asfáltico

| TNM  | PCP  | % de controle |
|------|------|---------------|
| 25,4 | 4,76 | 40,0          |
| 19,1 | 4,76 | 47,0          |
| 12,7 | 2,36 | 39,0          |
| 9,5  | 2,36 | 47,0          |

Tabela 20 - Tolerância da curva granulométrica para a produção do concreto asfáltico

| Peneiras n. | Abertura (mm) | Tolerância (%) |
|-------------|---------------|----------------|
| 1 1/2"      | 38,1          | -0-            |
| 1"          | 25,4          | ±7             |
| 3/4"        | 19,1          | ±7             |
| 1/2"        | 12,7          | ±7             |
| 3/8"        | 9,50          | ±7             |
| 1/4"        | 6,30          | ±7             |
| 4           | 4,76          | ±5             |
| 8           | 2,36          | ±5             |
| 16          | 1,18          | ±5             |
| 30          | 0,60          | ±5             |
| 50          | 0,30          | ±4             |
| 100         | 0,15          | ±3             |
| 200         | 0,075         | ±2             |

Na Tabela 20 são apresentadas as tolerâncias a serem aplicadas na composição granulométrica somando e subtraindo as porcentagens de tolerâncias para cada peneira.

**Importante** - a faixa de tolerâncias resultante deve-se, necessariamente, enquadrar-se nos limites da faixa da especificação correspondente.

O teor de ligante asfáltico de projeto deve atender os parâmetros especificados nas Tabela 21 e Tabela 22.

Tabela 21 - Requisitos para projeto de concreto asfáltico - DNIT 031-2024

| Parâmetros                                          | Valor                        |
|-----------------------------------------------------|------------------------------|
| Volume de vazios (%)                                | 3 a 5                        |
| Relação Betume/Vazios (RBV) (%)                     | 65 a 75                      |
| Vazios do agregado mineral (VAM) (%)                | Tabela 20                    |
| Proporção filler/asfalto (F/A)                      | 06 a 1,6                     |
| Resistência à tração por compressão diametral (MPa) | ≥ 0,65                       |
| Dano por umidade induzida (DUI) (razão)             | ≥ 0,70                       |
| Estabilidade Marshall (kgf) (75 golpes)             | ≥ 500                        |
| CDI                                                 | Conforme definido em projeto |
| TDI                                                 |                              |
| Módulo de resiliência                               |                              |
| Parâmetro de fadiga                                 |                              |
| Flow number (FN)                                    |                              |

Tabela 22 - Requisitos para Vazios do Agregado Mineral - VAM

| n.   | TNM           | Volume de vazios (%)* |     |     |
|------|---------------|-----------------------|-----|-----|
|      | Abertura (mm) | 3,0                   | 4,0 | 5,0 |
| 1"   | 25,0          | 11                    | 12  | 13  |
| 3/4" | 19,0          | 12                    | 13  | 14  |
| 1/2" | 12,5          | 13                    | 14  | 15  |
| 3/8" | 9,5           | 14                    | 15  | 16  |

(\*) Para percentuais de vazios não inteiros, entre 3,0 % e 5,0 %, os valores de VAM devem ser interpolados

O DER-SP especifica as espessuras mínimas compatível para cada faixa granulométrica e a aplicação para cada faixa (Tabela 23)

Tabela 23 - Designação da aplicação e espessuras mínimas para cada faixa - DER-SP ET-DE-P00/27 (2024)

|                       | Faixa - DER-SP ET-DE-P00/27 (2024) |                      |           |                            |               |
|-----------------------|------------------------------------|----------------------|-----------|----------------------------|---------------|
|                       | DER 25                             | DER 19               | DER 12,5  | DER 9,5                    | DER 4,76      |
| Camada                | Ligação                            | Ligação ou rolamento | Rolamento | Roalmento ou reperfilagem* | Reperfilagem* |
| Espessura mínima (cm) | 7,5                                | 6,0                  | 4,0       | 3,0                        | 2,0           |

(\*)\* Reperfilagem: camada de regularização de deformações de pequena amplitude, sem função

Na Tabela 24 são apresentados os requisitos para determinação do teor de ligante asfáltico de projeto e na Tabela 25 são apresentados os valores dos vazios do agregado mineral (VAM).

Tabela 24 - Requisitos para o Projeto da Mistura Asfáltica DER-SP ET-DE-P00/27 (2024)

| Características                                     | Rolamento, ligação e reperfilagem |
|-----------------------------------------------------|-----------------------------------|
| Estabilidade mínima (kN) 75 golpes Marshall         | 8                                 |
| Fluência (mm)                                       | 2,0 a 4,0                         |
| Volume de vazios (%)                                | 3 a 5                             |
| Relação Betume/Vazios (%)                           | 65 a 75                           |
| Vazios do agregado mineral (VAM)                    | Tabela 23                         |
| Resistência à tração por compressão diametral (MPa) | 0,8                               |
| Dano por umidade induzida, mínimo (%)               | 75                                |

Tabela 25 - Requisitos para Vazios do Agregado Mineral - VAM

| TNM  |               | Volume de vazios (%)* |     |     |
|------|---------------|-----------------------|-----|-----|
| n.   | Abertura (mm) | 3,0                   | 4,0 | 5,0 |
| 1"   | 25,0          | 11                    | 12  | 13  |
| 3/4" | 19,0          | 12                    | 13  | 14  |
| 1/2" | 12,5          | 13                    | 14  | 15  |
| 3/8" | 9,5           | 14                    | 15  | 16  |
| 4    | 4,76          | 16                    | 17  | 18  |

A seguir são apresentadas folhas de ensaios de caracterização:

- agregados: equivalente de areia e adesividade,
- mistura asfáltica na condição solta: dano por umidade induzida (adesividade) e Rice,
- mistura asfáltica compactada: Gmb e resistência à tração por compressão diametral e
- teor de ligante asfáltico de mistura asfáltica usinada, rotarex.

### EQUIVALENTE DE AREIA

#### PROCEDIMENTO DE ENSAIO - DNER ME 054/97

1º Passo Separar cerca de 250 g de material passado na peneira n. 4 (abertura 4,76 mm);

2º Passo Umedecer a amostra com água, em quantidade suficiente, de forma que após homogeneizada quando pressionada com a mão não libere água;

3º Passo Sifonar a solução de trabalho para a proveta, até atingir o traço de referência a 10 cm da base;

4º Passo Medir uma quantidade de massa úmida da amostra de cerca de 110 g ou uma cápsula padrão do ensaio cheia (não compactar a amostra);

5º Passo Com auxílio de um funil adicionar a amostra na proveta com a solução de trabalho;

6º Passo Bater no fundo da proveta energicamente de forma a liberar eventual ar ocluso;

7º Passo Deixar a proveta + solução de trabalho + amostra em repouso por 10 min.;

8º Passo Tapar a proveta com uma rolha de borracha e agitá-la vigorosamente, num movimento de vai-e-vem (cerca de 20 cm), horizontalmente, num total de 90 ciclos em aproximadamente 30 s;

9º Passo Retirar a rolha e introduzir o tubo lavador até o fundo da proveta, abrir a vazão da solução de trabalho e agitar com a ponta do tubo lavador a areia de forma a liberar eventual porção de argila contida, tomando-se o cuidado de agitar levemente a proveta;

10º Passo Quando o nível de solução de trabalho atingir a segunda marca da proveta (38 cm) suspender lentamente o tubo lavador de forma que o nível se mantenha constante;

11º Passo Atingido a segunda marca (38 cm) interromper a vazão e deixar em repouso a proveta + solução de trabalho + amostra por um período de 20 min. sem nenhuma perturbação;

12º Passo Após o período acima efetuar a leitura superior da suspensão argilosa com uma régua (a leitura com precisão de 2 mm): L1 argila \_\_\_\_\_ mm e L2 argila \_\_\_\_\_ mm;

13º Passo Introduzir o pistão cuidadosamente na proveta até assentar a base sobre a areia, girando a haste ligeiramente (sem forçá-la para baixo) de forma que os pinos laterais da base apareçam;

14º Passo Ajustar o disco móvel na boca da proveta fixando-o a haste por um parafuso;

15º Passo Determinar a altura entre a base da proveta e o pino lateral da base do pistão:

L1 areia \_\_\_\_\_ mm e L2 areia \_\_\_\_\_ mm.

Nota - O resultado de ensaio é a média aritmética de três determinações expresso em %.

Após a adição da solução de trabalho qualquer perturbação na proveta o ensaio deve ser descartado.

## Resultados de ensaio:

|    | Fórmula                                   | Determinações               | Média           | Equivalente Areia |
|----|-------------------------------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------|
| EA | $EA = \frac{L_{areia}}{L_{argila}} * 100$ | EA <sub>1</sub> = -----*100 | EA = -----<br>3 |                   |
|    |                                           | EA <sub>2</sub> = -----*100 |                 |                   |
|    |                                           | EA <sub>3</sub> = -----*100 |                 |                   |

Observações

## ADESIVIDADE DE LIGANTE ASFÁLTICO - AGREGADO GRAÚDO PROCEDIMENTO DE ENSAIO - DNER ME 078/94 e ABNT NBR 12583:1992

- 1º Passo A amostra de agregado a ser ensaiada deve passar na #  $\frac{3}{4}$ " (19,1 mm de abertura) e ficar retida na # 1/2" (12,5 mm de abertura);
- 2º Passo Lavar a amostra e colocá-la em um béquer imersa em água destilada durante 1 min.;
- 3º Passo Escorrer a amostra e levá-la a estufa a 120° C por 2 h;
- 4º Passo Pesar uma porção de (500± 1) g após ter sido retirada da estufa;
- 5º Passo Aquecer a amostra de agregado conforme o tipo de ligante asfáltico utilizado: ligante asfáltico - 100°C e asfalto diluído de petróleo -ADP - 60°C
- 6º Passo Aquecer o tipo de ligante asfáltico conforme temperaturas: ligante asfáltico - 120°C ADP - 100°C emulsão asfáltica - temperatura ambiente
- 7º Passo Adicionar sobre a amostra de agregado (17,5± 0,5) g de ligante asfáltico, o agregado e o ligante asfáltico devem estar aquecidos nas respectivas temperaturas. Caso seja emulsão o tipo de ligante asfáltico adicionar (21,5 ± 0,5) g;
- 8º Passo Revolver a amostra de maneira que o ligante asfáltico recubra totalmente a superfície dos agregados;
- 9º Passo Colocar a amostra recoberta pelo ligante asfáltico sobre uma placa de vidro ou um papel siliconado e deixar esfriar, caso seja emulsão deixar até ruptura;
- 10º Passo Transferir a mistura para um béquer de 250 ml e adicionar água destilada até o total recobrimento da amostra;
- 11º Passo Levar o béquer com a amostra em estufa a 40°C por 72 h;
- 12º Passo Ao fim de 72 h, analisar visualmente a amostra, o resultado será considerado satisfatório se não houver nenhum deslocamento da película de ligante asfáltico da superfície do agregado e insatisfatório caso apresente algum deslocamento de película.

Nota: A conclusão do ensaio é feita imediatamente a retirada do béquer da estufa.

Resultado do ensaio:

|             |                  |                    |
|-------------|------------------|--------------------|
| ADESIVIDADE | Satisfatória ( ) | Insatisfatória ( ) |
|-------------|------------------|--------------------|

### DANO POR UMIDADE INDUZIDA - DUI PROCEDIMENTO DE ENSAIO ABNT NBR 15617/2008

### 1 - Moldagem dos corpos-de-prova

1º Passo Determinar a massa específica máxima ( $G_{mm}$ ) a 25°C conforme norma ABNT NBR 15619/2008 da mistura asfáltica;

2º Passo Moldar um conjunto de 6 corpos-de-prova tipo Marshall com volume de vazios de  $(7 \pm 1)\%$ ;

3º Passo Determinar a massa específica aparente a 25°C conforme norma ABNT NBR 15573/2008 ( $G_{mb}$ );

4º Passo Medir o volume de vazios ( $v_v$ ) de cada corpo-de-prova - 
$$v_v = 100 \left( 1 - \frac{G_{mb}}{G_{mm}} \right);$$

5º Passo Medir a altura ( $A$ ) e o diâmetro ( $D$ ) em quatro posições equidistantes e medir a massa ( $P_1$ ) de cada corpo-de-prova;

6º Passo Dividir os corpos-de-prova em dois grupos 1 e 2 com 3 corpos-de-prova em cada um;

7º Passo Determinar a resistência à tração por compressão diametral ( $RT$ ) dos corpos-de-prova do grupo 1, conforme norma ABNT NBR 15087/2004 ou DNER ME 138/1994.

### 2 - Saturação dos corpos-de-prova do grupo 2

1º Passo Em um recipiente capaz de suportar aplicação de vácuo e com água destilada suficiente para cobrir os corpos-de-prova, imergir os 3 corpos-de-prova do grupo 2;

2º Passo Aplicar uma pressão de vácuo de 660 mmHg por um período de 5 a 10 min;

3º Passo Manter os corpos-de-prova imersos por mais um período de 5 a 10 min;

4º Passo Retirar os corpos-de-prova da imersão e com um pano levemente úmido, secar os corpos-de-prova e medir a massa após saturação ( $P_2$ ),

5º Passo Determinar o volume de água absorvido ( $V_a$ ) pelos vazios 
$$V_a = P_2 - P_1$$

6º Passo Determinar o grau da saturação ( $GS$ ) 
$$GS = \frac{V_a}{v_v} * 100$$
, o  $GS$  deve estar entre 55% e 80%

### 3 - Condicionamento de baixa severidade

1º Passo Submeter os corpos-de-prova saturados em banho-maria a temperatura de  $(60 \pm 1)^\circ\text{C}$  por um período de 24 h,

2º Passo Remover os corpos-de-prova do banho-maria e submetê-los a outro banho a temperatura de  $(25 \pm 1)^\circ\text{C}$  por um período de 2 a 3 hs;

3º Passo Determinar a resistência à tração por compressão diametral ( $RT_c$ ) dos corpos-de-prova do grupo 2 (condicionado), conforme norma ABNT NBR 15087/2004 ou DNER ME 138/1994.

#### 4 - Condicionamento de alta severidade

1º Passo        Embalar em filme plástico os corpos-de-prova saturados e colocar em saco plástico com 10ml de água e lacrar;

2º Passo        Colocar os 3 corpos-de-prova em resfriamento ( $-18\pm 3$ ) $^{\circ}\text{C}$  por um período de 16 h,

3º Passo        Remover os corpos-de-prova do resfriamento e imediatamente colocá-los em banho-maria a temperatura de  $(60\pm 1)$   $^{\circ}\text{C}$  por um período de 24 h. Remover o saco plástico e também o filme plástico assim que possível);

4º Passo        Remover os corpos-de-prova do banho-maria e submetê-los a outro banho a temperatura de  $(25\pm 1)$   $^{\circ}\text{C}$  por um período de 2 a 3 h,

5º Passo        Determinar a resistência à tração por compressão diametral (RTc) dos corpos-de-prova do grupo 2 (condicionado), conforme norma ABNT NBR 15087/2004 ou DNER ME 138/1994.

Nota 1 - A moldagem dos corpos-de-prova é feita experimentalmente, variando-se o número de golpes e porventura a massa do corpo-de-prova.

2 - As massas específicas, máxima e aparente devem ser determinadas na mesma temperatura de  $25^{\circ}\text{C}$ .

3 - Resistência à tração por compressão diametral (RT e RTc) é a média dos 3 corpos-de-prova dos grupos 1 e 2 respectivamente.

4 - Caso ocorra dificuldade de saturação dos corpos-de-prova, pode-se adicionar uma gota de detergente à água destilada.

## Resultados de ensaio

Folha 2/2

| Determinação da massa específica máxima (Gmm) 25°C                                  |       |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| Kitasato (n. ____ ) + água (completo) a temperatura do ensaio (A)                   | A =   |
| Medir a massa a mistura asfáltica 1200 g (corpo-de-prova Marshall) ideal 1500 g (B) | B =   |
| Medir a massa do kitasato + amostra + água (completo) (C)                           | C =   |
| $Gmm = \frac{B}{A + B - C}$                                                         | Gmm = |

| Determinação da massa específica aparente (Gmb) procedimento com parafina p/ corpos-de-prova com volume de vazios entre (7 e 10)% - 25°C |                                                                   |   |   |   |   |   |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|---|---|---|---|---|
| Corpo-de-prova (n)                                                                                                                       | 1                                                                 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Medir a massa do corpo-de-prova ao ar (Par)                                                                                              |                                                                   |   |   |   |   |   |
| Medir a massa do cp parafinado ao ar (Pp)                                                                                                |                                                                   |   |   |   |   |   |
| Medir a massa imersa do cp parafinado (Ppi)                                                                                              |                                                                   |   |   |   |   |   |
| $Gmb = \frac{Par}{Pp - Ppi - \frac{Pp - Par}{dp}}$                                                                                       | $\gamma_p = \text{massa espe. da parafina} = 0,89 \text{ g/cm}^3$ |   |   |   |   |   |
|                                                                                                                                          | Gmm                                                               |   |   |   |   |   |
|                                                                                                                                          |                                                                   |   |   |   |   |   |

| Determinação do volume de vazios (vv) |   |   |   |   |   |   |
|---------------------------------------|---|---|---|---|---|---|
| Corpo-de-prova (n)                    | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| $vv = 100 * (1 - \frac{Gmb}{Gmm})$    |   |   |   |   |   |   |

| Determinação da resistência à tração por compressão diametral - RT |                        |                 |            |       |       |
|--------------------------------------------------------------------|------------------------|-----------------|------------|-------|-------|
| Cp n.                                                              | Media da altura A (mm) | Diâmetro D (mm) | Massas (g) | Carga | RT    |
|                                                                    |                        |                 | P1         | (N)   | (MPa) |
| 1                                                                  |                        |                 |            |       |       |
| 2                                                                  |                        |                 |            |       |       |
| 3                                                                  |                        |                 |            |       |       |
| Média da resistência à tração por compressão diametral – (RT)      |                        |                 |            |       |       |

| Determinação da resistência à tração por compressão diametral RTc |
|-------------------------------------------------------------------|
|-------------------------------------------------------------------|

| Com condicionamento                                                         |                              |                                |            |    |          |                            |       |                 |
|-----------------------------------------------------------------------------|------------------------------|--------------------------------|------------|----|----------|----------------------------|-------|-----------------|
| Cp<br>n.                                                                    | Média da<br>altura A<br>(mm) | Média do<br>diâmetro<br>D (mm) | Massas (g) |    | Absorção | $GS = \frac{Va}{vv} * 100$ | Carga | RT <sub>c</sub> |
|                                                                             |                              |                                | P1         | P2 | Va       | (%)                        | (N)   | (MPa)           |
| 4                                                                           |                              |                                |            |    |          |                            |       |                 |
| 5                                                                           |                              |                                |            |    |          |                            |       |                 |
| 6                                                                           |                              |                                |            |    |          |                            |       |                 |
| Média da resistência à tração por compressão diametral – (RT <sub>c</sub> ) |                              |                                |            |    |          |                            |       |                 |

$$RRT = \frac{RT_c}{RT} * 100$$

$$RRT = \text{-----} \times 100$$

|     |     |
|-----|-----|
| RRT | MPa |
|-----|-----|

Observações \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

## MASSA ESPECÍFICA APARENTE DE CORPOS-DE-PROVA TIPO MARSHALL DE MISTURAS ASFÁLTICAS PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

DNER ME 117/94 - ABNT NBR 15573:2008

### Procedimento (a) - Para corpos-de-prova com volume de vazios de até 7%

1º Passo Medir a massa do corpo-de-prova ao ar obtendo o valor de  $P_a = \underline{\hspace{2cm}}$  g;

2º Passo Medir a massa do corpo-de-prova imerso em água (pesagem hidrostática) à temperatura ambiente, obtendo o valor de  $P_i = \underline{\hspace{2cm}}$  g;

3º Passo Medir a massa temperatura da água da pesagem hidrostática Temp. =  $\underline{\hspace{1cm}}$  °C.

### Procedimento (b) - Para corpos-de-prova com volume de vazios de até (7 a 10)%

1º Passo Medir a massa do corpo-de-prova ao ar obtendo o valor de  $P_a = \underline{\hspace{2cm}}$  g;

2º Passo Aplicar parafina fluidificada em toda a superfície do corpo-de-prova de maneira a torná-lo impermeável;

3º Passo Medir a massa ao ar do cp parafinado, obtendo o valor de  $P_p = \underline{\hspace{2cm}}$  g;

4º Passo Medir a massa do corpo-de-prova parafinado imerso em água (pesagem hidrostática) à temperatura ambiente, obtendo o valor de  $P_{pi} = \underline{\hspace{2cm}}$  g;

5º Passo Medir a massa temperatura da água da pesagem hidrostática Temp. =  $\underline{\hspace{1cm}}$  °C.

### Procedimento (c) - Para corpos-de-prova com volume de vazios superior a 10 %

1º Passo Medir a massa do corpo-de-prova ao ar obtendo o valor de  $P_a = \underline{\hspace{2cm}}$  g;

2º Passo Aplicar uma camada e fita adesiva em toda a superfície do corpo-de-prova;

3º Passo Medir a massa do cp envolvido pela fita adesiva, obtendo o valor de  $P_f = \underline{\hspace{2cm}}$  g;

4º Passo Obter a massa de fita adesiva,  $P_2$  pela diferença entre  $P_f$  e  $P_a$ , ( $P_2 = P_f - P_a = \underline{\hspace{2cm}}$  g);

5º Passo Aplicar parafina fluidificada em toda a superfície do corpo-de-prova de maneira a torná-lo impermeável;

6º Passo Medir a massa ao ar do corpo-de-prova + fita adesiva + parafina, obtendo o valor de  $P_3 = \underline{\hspace{2cm}}$  g,

7º Passo Medir a massa do corpo-de-prova parafinado imerso em água (pesagem hidrostática) à temperatura ambiente, obtendo o valor de  $P_4 = \underline{\hspace{2cm}}$  g,

8º Passo Medir a massa temperatura da água da pesagem hidrostática Temp.a =  $\underline{\hspace{1cm}}$  °C.

Nota - 1- Determinar a densidade da fita adesiva com emprego do frasco de Le Chatelier. Pode-se adotar o valor de 0,97 g/cm<sup>3</sup> para a massa específica aparente da fita adesiva e 0,89 g/cm<sup>3</sup> a massa específica aparente da parafina.

2- Resultados obtidos com dois ou mais corpos-de-prova da mesma mistura, que diferirem de mais do que 0,02, devem ser descartados.

3- Para a obtenção da massa específica aparente em (g/cm<sup>3</sup>) deve-se multiplicar o valor encontrado pela massa específica da água, (folha2);

Com método de ensaio DNER ME 117/94 obtém-se a densidade aparente, pois esse método não recomenda o emprego da massa específica da água.

Resultados de ensaio:

| MASSA ESPECÍFICA APARENTE (Gmb) | Volume de vazios até 7%                 | Volume de vazios (7 a 10)%                                    | Volume de vazios acima de 10%                                               |
|---------------------------------|-----------------------------------------|---------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
|                                 | $Gmb = \frac{Par}{Par - Pi} * \gamma_T$ | $Gmb = \frac{Par}{Pp - Ppi - \frac{Pp - Par}{dp}} * \gamma_T$ | $Gmb = \frac{Par}{P3 - P4 - \frac{P2}{df} - \frac{P3 - P1}{dp}} * \gamma_T$ |
|                                 | Gmb = _____ g/cm <sup>3</sup>           | Gmb = _____ g/cm <sup>3</sup>                                 | Gmb = _____ g/cm <sup>3</sup>                                               |

Tabela da massa específica da água (g/cm<sup>3</sup>) para temperaturas entre 0 e 30 °C.

| °C | 0,0    | 0,1    | 0,2    | 0,3    | 0,4    | 0,5    | 0,6    | 0,7    | 0,8    | 0,9    |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0  | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 |
| 1  | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 2  | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 3  | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 4  | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 5  | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 6  | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 |
| 7  | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 |
| 8  | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9999 | 0,9998 | 0,9998 | 0,9998 | 0,9998 | 0,9998 |
| 9  | 0,9998 | 0,9998 | 0,9998 | 0,9998 | 0,9998 | 0,9998 | 0,9998 | 0,9998 | 0,9997 | 0,9997 |
| 10 | 0,9997 | 0,9997 | 0,9997 | 0,9997 | 0,9997 | 0,9997 | 0,9997 | 0,9997 | 0,9997 | 0,9996 |
| 11 | 0,9996 | 0,9996 | 0,9996 | 0,9996 | 0,9996 | 0,9996 | 0,9996 | 0,9996 | 0,9995 | 0,9995 |
| 12 | 0,9995 | 0,9995 | 0,9995 | 0,9995 | 0,9995 | 0,9995 | 0,9995 | 0,9995 | 0,9994 | 0,9994 |
| 13 | 0,9994 | 0,9994 | 0,9994 | 0,9994 | 0,9994 | 0,9993 | 0,9993 | 0,9993 | 0,9993 | 0,9993 |
| 14 | 0,9993 | 0,9993 | 0,9992 | 0,9992 | 0,9992 | 0,9992 | 0,9992 | 0,9992 | 0,9992 | 0,9991 |
| 15 | 0,9991 | 0,9991 | 0,9991 | 0,9991 | 0,9991 | 0,9990 | 0,9990 | 0,9990 | 0,9990 | 0,9990 |
| 16 | 0,9990 | 0,9990 | 0,9989 | 0,9989 | 0,9989 | 0,9989 | 0,9989 | 0,9989 | 0,9988 | 0,9988 |
| 17 | 0,9988 | 0,9988 | 0,9988 | 0,9987 | 0,9987 | 0,9987 | 0,9987 | 0,9987 | 0,9987 | 0,9986 |
| 18 | 0,9986 | 0,9986 | 0,9986 | 0,9986 | 0,9985 | 0,9985 | 0,9985 | 0,9985 | 0,9985 | 0,9985 |
| 19 | 0,9984 | 0,9984 | 0,9984 | 0,9984 | 0,9984 | 0,9983 | 0,9983 | 0,9983 | 0,9983 | 0,9983 |
| 20 | 0,9982 | 0,9982 | 0,9982 | 0,9982 | 0,9981 | 0,9981 | 0,9981 | 0,9981 | 0,9981 | 0,9980 |
| 21 | 0,9980 | 0,9980 | 0,9980 | 0,9980 | 0,9979 | 0,9979 | 0,9979 | 0,9979 | 0,9978 | 0,9978 |
| 22 | 0,9978 | 0,9978 | 0,9978 | 0,9977 | 0,9977 | 0,9977 | 0,9977 | 0,9976 | 0,9976 | 0,9976 |
| 23 | 0,9976 | 0,9975 | 0,9975 | 0,9975 | 0,9975 | 0,9974 | 0,9974 | 0,9974 | 0,9974 | 0,9974 |
| 24 | 0,9973 | 0,9973 | 0,9973 | 0,9973 | 0,9972 | 0,9972 | 0,9972 | 0,9972 | 0,9971 | 0,9971 |
| 25 | 0,9971 | 0,9970 | 0,9970 | 0,9970 | 0,9970 | 0,9969 | 0,9969 | 0,9969 | 0,9969 | 0,9968 |
| 26 | 0,9968 | 0,9968 | 0,9968 | 0,9967 | 0,9967 | 0,9967 | 0,9967 | 0,9966 | 0,9966 | 0,9966 |
| 27 | 0,9965 | 0,9965 | 0,9965 | 0,9965 | 0,9964 | 0,9964 | 0,9964 | 0,9963 | 0,9963 | 0,9963 |
| 28 | 0,9963 | 0,9962 | 0,9962 | 0,9962 | 0,9961 | 0,9961 | 0,9961 | 0,9961 | 0,9960 | 0,9960 |
| 29 | 0,9960 | 0,9959 | 0,9959 | 0,9959 | 0,9959 | 0,9958 | 0,9958 | 0,9958 | 0,9957 | 0,9957 |

**MASSA ESPECÍFICA MÁXIMA MEDIDA MEMM - (MÉTODO RICE)**  
**PROCEDIMENTO DE ENSAIO - (NBR 15619:2008)**

1º Passo Medir a massa do kitasato (nº \_\_\_\_ ) + água  
(completo) à temperatura do ensaio (A)

A = \_\_\_\_\_

2º Passo Aquecer a amostra de mistura asfáltica até temperatura possível de destorroar os grumos;

3º Passo Espalhar a amostra em uma bandeja destorroando os grumos com as mãos e deixar ao ar até estabilizar com a temperatura ambiente;

4º Passo Medir a massa da amostra 1200g (corpo-de-prova Marshall, ideal 1500g). (B)

B = \_\_\_\_\_

5º Passo Colocar a amostra dentro do kitasato;

6º Passo Adicionar água destilada no kitasato até cobrir totalmente a amostra e agitar vigorosamente;

7º Passo Aplicar vácuo de <30 mm Hg (pressão residual) de 5 a 15 min. durante a agitação;

8º Passo Completar o nível do volume do kitasato e medir a massa: kitasato + água + amostra  
(C)

T °C = ( \_\_\_\_\_ )

C = \_\_\_\_\_

Nota - 1 - Por facilidade, o kitasato deve ser calibrado para uma faixa de temperatura normalmente encontrada no ambiente de trabalho.

2 - Quando não se dispõe de kitasato calibrado, a água utilizada nas determinações de A e C deve necessariamente estar na mesma temperatura.

Resultado do ensaio:

|      | Fórmula                      | Determinação |
|------|------------------------------|--------------|
| MEMM | $MEMM = \frac{B}{A + B - C}$ | DMM = _____  |

TEOR DE LIGANTE ASFÁLTICOS EM MISTURAS ASFÁLTICAS - MÉTODO ROTAREX  
PROCEDIMENTO DE ENSAIO - DNER ME 053/94

- 1º Passo Manter a mistura asfáltica em estufa (100 a 120) °C por um período de 1 h;
- 2º Passo Quartear a amostra de mistura asfáltica até se obter uma massa de cerca 1.000 g, a pesagem da amostra deve ser dentro do prato do extrator -  $M1 = \text{_____ g}$ ;
- 3º Passo Colocar o papel filtro e atarraxar firmemente a tampa;
- 4º Passo Colocar o prato no aparelho e o béquer vazio sob o tubo do dreno de escoamento;
- 5º Passo Despejar no interior do prato cerca de 150 ml de solvente,
- 6º Passo Após 15 min. de repouso aciona-se lentamente a velocidade de giro do aparelho e gradativamente vai-se aumentando essa velocidade;
- 7º Passo Quando se esgotar totalmente o solvente + betume, verificado no béquer, parar o aparelho e adiciona-se novamente a mesma quantidade de solvente e em seguida aciona-se o aparelho da mesma forma descrita anteriormente. Essa operação deverá ser repetida quantas vezes forem necessárias até que a coloração do solvente apresente-se clara;
- 8º Passo Esgotada a última carga de solvente, o prato com o agregado (lavado) e o papel filtro, deverão ser colocados em estufa (80 a 100) °C até constância de peso.
- 9º Passo Determinar a massa de agregado (lavado),  $M2 = \text{_____ g}$

Nota - Normalmente se utiliza o tetracloreto de carbono como solvente de ligante asfáltico e benzol como solvente para alcatrão. Quando se utiliza benzol como solvente, devido ao fato de ser um comburente, a amostra deve ficar em repouso ao ar, em temperatura ambiente para que o solvente evapore, para depois, a amostra ser colocada em estufa.

- E extração de ligante asfáltico pelo processo do Rotarex deve ser feito em ambiente arejado, pois o solvente tetracloreto de carbono é prejudicial à saúde.

Resultados de ensaio:

| TEOR DE LIGANTE<br>ASFÁLTICO (%) | Fórmula                           | Média            | TEOR (%) |
|----------------------------------|-----------------------------------|------------------|----------|
|                                  | $TEOR = \frac{M1 - M2}{M1} * 100$ | TEOR = -----*100 |          |

**RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS**  
**PROCEDIMENTO DE ENSAIO - ABNT NBR 15087/04 e DNER ME 138/94**

- 1º Passo Medir o diâmetro do corpo-de-prova em 4 posições diametralmente opostas  
 Obtendo D1 = \_\_\_\_\_, D2 = \_\_\_\_\_ e D3 = \_\_\_\_\_ mm,
- 2º Passo Medir a altura do corpo-de-prova em 4 posições equidistantes. Obtendo H1 = \_\_\_\_\_, H2 = \_\_\_\_\_ e H3 = \_\_\_\_\_ mm,,
- 3º Passo Manter os corpos-de-prova climatizados em ambiente de  $(25 \pm 0,5) ^\circ\text{C}$ , apoiado sobre sua geratriz, por no mínimo 4hs;
- 4º Passo Posicionar o corpo-de-prova no dispositivo centralizador, assentando-o no friso metálico inferior, em seguida, colocar a base móvel superior encostando o friso metálico superior no corpo-de-prova;
- 5º Passo Colocar o dispositivo centralizador com o corpo-de-prova na prensa e ajustar o êmbolo da prensa de modo a aplicar uma leve compressão no corpo-de-prova;
- 6º Passo Aplicar a carga de compressão a uma velocidade de deslocamento de  $(0,8 \pm 0,1)$  mm/s até a ruptura do corpo-de-prova e, anotar o valor da carga de ruptura Carga1 = \_\_\_\_\_, Carga2 = \_\_\_\_\_, e Carga3 = \_\_\_\_\_.kgf
- 7º Passo Transformar a carga (kgf) em N multiplicando a carga em kgf por 10, obtendo F1 = \_\_\_\_\_, F2 = \_\_\_\_\_ e F3 = \_\_\_\_\_N

Nota: Para corpos-de-prova moldados em laboratório obter o valor de resistência à tração por compressão diametral da média de no mínimo 3 corpos-de-prova.

Conversão 1 kgf = 10 N.

Cálculos:

| Fórmula                  | Valores individuais     |                         |                         | Média                         | Resultados<br>RT (MPa) |
|--------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------|------------------------|
| $RT = \frac{2F}{\pi DH}$ | RT <sub>1</sub> = _____ | RT <sub>2</sub> = _____ | RT <sub>3</sub> = _____ | RT = $\frac{\text{-----}}{3}$ |                        |

#### 4.6 - Dosagem de misturas asfálticas método Superpave

O processo de compactação de misturas asfálticas em laboratório, baseado nos métodos de Hveen e no método de Marshall, sem dúvida, utilizavam energia de moldagem de maneira a reproduzir em laboratório corpos-de-prova com características referenciadas às condições encontradas em campo. As condições de campo não são baseadas nas densidades após a construção da camada asfáltica, mas sim, após ter sido submetida à ação de certo nível de solicitação pelo tráfego.

A energia de moldagem, inicialmente proposta no ensaio Marshall de 50 golpes por face, foi modificada para 75 golpes por face frente à necessidade de obter misturas asfálticas mais resistentes à ação das cargas impostas pelas aeronaves durante a II Guerra Mundial. Embora tenha sido tomada esta precaução, pistas de aeroportos ainda apresentavam deformação permanente em trilha de roda devido a essas elevadas cargas. Além da energia de compactação os ensaios físicos dos ligantes asfálticos e as especificações dos materiais, até então empregados para fins de sua caracterização na área de pavimentação, apresentavam muitas limitações e falta de relação com o comportamento em campo. Roberts et al. (1996) elencam seis constatações que demonstram a deficiência destas propriedades empíricas dos ligantes e a falta de relação direta com o desempenho de misturas asfálticas:

1. a penetração e a ductibilidade em ligantes asfálticos não se correlacionam diretamente com o desempenho de misturas asfálticas em serviço; algumas relações entre os valores obtidos nesses ensaios e o desempenho foram feitas com a experiência, mas com resultados relativamente incipientes;
2. ensaios de penetração e viscosidade são conduzidos a temperaturas padrão, a 25°C e a 60°C, respectivamente, apesar das diferentes condições climáticas a que o pavimento é submetido;
3. a gama de temperaturas diferentes a que o pavimento é submetido não é contemplado no projeto de mistura; os autores ilustram o fato com a inexistência de um método de ensaio empírico que contemple a rigidez do ligante asfáltico à baixa temperatura para controle de trincamento térmico;
4. os ensaios empíricos consideram um curto período de mistura na produção e na aplicação da mistura asfáltica, simulados com a estufa filme delgado - *thin film oven* (TFO) ou a estufa de filme fino rotativo - *rolling thin film oven test* - (RTFOT). Entretanto, longos períodos de mistura e de compactação não são considerados, que são mais danosos ao desempenho das misturas asfálticas;
5. a classificação por penetração ou por viscosidade não contemplam características de desempenho de misturas asfálticas. Ligantes asfálticos com mesmos valores de penetração e de viscosidade para a mesma granulometria podem apresentar valores de desempenho distintos.
6. as especificações dos ensaios de ligante asfáltico baseiam-se na experiência observacional dos técnicos rodoviários. Não existia uma especificação, nesses moldes empíricos, para ligantes asfálticos modificados por polímeros.

Considerando as limitações dos ensaios anteriormente mencionados, em 1987, o *Strategic Highway Research Program* (SHRP), com investimento de 150 milhões de dólares do governo americano, desenvolveu uma pesquisa durante 5 anos, que culminou no lançamento de novos procedimentos de ensaios baseados em reologia e desempenho de ligantes asfálticos e de misturas asfálticas (ROBERTS et al.,1996). O Lançamento contemplou um programa denominado de *Superior Performing Asphalt Pavements* (Superpave); nesse programa são apontados ensaios com ligantes asfálticos e especificações de materiais abrangendo os seguintes aspectos:

1. nas especificações dos ligantes asfálticos foram incluídos os ligantes convencionais e os ligantes modificados por polímero;
2. os critérios especificados permanecem constantes, entretanto, as condições climáticas passam a serem consideradas na escolha do tipo de ligante asfáltico a ser empregado;
3. as propriedades físicas avaliadas dos ligantes asfálticos, são baseadas nas propriedades reológicas que regem os princípios de engenharia e, por este motivo, estão diretamente relacionadas com o desempenho em campo;
4. a nova especificação do Superpave recomenda o uso do ligante asfáltico após ter sido submetido a três estágios de testes:
  - a) o primeiro estágio contempla ensaios com o ligante original, como foi transportado, estocado e manipulado antes de ser adicionado à mistura,
  - b) no segundo estágio verifica-se a consequência nas propriedades do ligante asfáltico após a usinagem e compactação (envelhecimento a curto tempo) e,
  - c) no terceiro estágio avalia-se o ganho de rigidez do ligante asfáltico associado à vida de serviço;
5. a variação de temperatura dos pavimentos é considerada em projeto;
6. ensaios e especificações são realizados e foram concebidos com o objetivo de eliminar ou controlar três tipos de danos ao pavimento: deformação permanente em trilha de roda, trincamento por fadiga e trincamento térmico. Deformação permanente, normalmente, ocorre em altas temperaturas, trincamento por fadiga ocorre em temperaturas intermediárias e em baixas temperaturas ocorrem os trincamentos térmicos; e,
7. os procedimentos de ensaios e as especificações foram desenvolvidos no sistema internacional de unidades - SI.

O comportamento dos ligantes asfálticos é o principal produto do SHRP. O objetivo da pesquisa do programa Superpave foi o de identificar e validar as propriedades de engenharia que pudessem estar diretamente vinculadas ao comportamento do ligante asfáltico (resposta à ação do tráfego e ao carregamento em condições ambientais variáveis). Os ensaios realizados simulam o envelhecimento do ligante asfáltico, procurando verificar eventual enrijecimento causado pela idade do ligante asfáltico. Esses ensaios simulam um longo período - equivalente entre 5 a 10 anos de vida de serviço, curto período -

enrijecimento do ligante causado pela usinagem, e contemplam ensaios em ligantes virgens (KENNEDY, 1994).

A especificação do programa Superpave é baseada na temperatura do pavimento em serviço e desempenhos desejados de engenharia. As especificações fixam as propriedades desejadas de engenharia e verifica-se em qual PG (Performance Grade - conjunto definido por um par de temperaturas de trabalho do pavimento em serviço, abordado em maior detalhe no item 2.5.1) o ligante asfáltico deve ser enquadrado de modo que essas propriedades sejam atingidas (KENNEDY, 1994).

#### 4.6.1 - Ligante asfáltico

Sabe-se que o comportamento das misturas asfálticas e as estruturas dos pavimentos são afetadas significativamente pelas propriedades do ligante asfáltico. Uma mudança significativa introduzida pelo Superpave foi a especificação do ligante asfáltico no desempenho a baixas e altas temperaturas de serviço. Incluem nessa especificação tanto os ligantes convencionais como os modificados por polímeros. A especificação considera a rigidez do ligante asfáltico causada pelo envelhecimento, associada à ação do tráfego e a condições climáticas. Nessa classificação as condições de carregamento para altas temperaturas de serviço correlacionam-se com velocidades de veículos a 100 km/h e a volume de tráfego inferior a 10E7 ESALs (KENNEDY, 1994).

A especificação utiliza a nomenclatura de performance grade - PG seguidos de mais dois números "x" e "y" - PG x-y, que são as temperaturas máximas e mínimas do pavimento, a 2cm de profundidade em relação à superfície, recomendadas para projeto. A temperatura máxima especificada é a média dos sete dias, durante um período de um ano, que apresentou os maiores valores; a temperatura mínima é a menor temperatura, de um único dia, observada no mesmo período de um ano.

Três ensaios, que serão abordados mais adiante, baseados nas propriedades de engenharia, são utilizados para classificar o ligante asfáltico quanto aos valores das temperaturas "x" e "y" do PG (KENNEDY, 1994):

reômetro de cisalhamento em viga - BBR;

reômetro de cisalhamento dinâmico - DSR; e,

ensaio de tensão direta - DTT

A defasagem entre os valores de temperatura é de 6°C, tanto para as temperaturas máximas como as mínimas. Apresentam-se na Tabela 26 os tipos de ligante asfáltico da especificação Superpave (KENNEDY, 1994).

Tabela 26 - Tipos de ligantes asfálticos da especificação Superpave (KENNEDY, 1994)

| Classificação - altas temperaturas "x" (em oC) | Classificação possível - baixas temperaturas "y" (em oC negativos) |
|------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| PG 46                                          | 34, 40 e 46                                                        |

|       |                             |
|-------|-----------------------------|
| PG 52 | 10, 16, 22, 28, 34, 40 e 46 |
| PG 58 | 16, 22, 28, 34 e 40         |
| PG 64 | 10, 16, 22, 28, 34 e 40     |
| PG 70 | 10, 16, 22, 28, 34 e 40     |
| PG 76 | 16, 22, 28 e 34             |
| PG 82 | 16, 22, 28 e 34             |

Leite (1999) classificou pelo Superpave, diversos tipos de ligantes asfálticos brasileiros convencionais, denominados de CAP-7, CAP-20 e CAP-40 (classificação por viscosidade anterior à vigente), ligantes asfálticos modificados por diversos teores de polímeros, SBS, EVA, SBR e também asfalto modificado por borracha (AMB). Os ligantes, CAP-20 e CAP-40, correlatos aos ligantes asfálticos CAP 50/70 e CAP 30/45 pela classificação vigente, apresentaram o PG 64-16 e PG 70-10, com a adição de 3% de polímero SBS no CAP-20 resultou em um ligante asfáltico com PG 70-22 e a adição de 5,5% no ligante asfáltico CAP-40 passou a apresentar PG 76-28. A incorporação de 15% de borracha de pneu moído, ao CAP-20 propiciou modificações na reologia do ligante passando para um PG76-28. Salienta-se que a pesquisadora utilizou diversos tipos de diluentes, diversos tipos de polímeros SBS, vários períodos de agitação dentre outras variáveis.

Cominski et al. (1994) alertam para a determinação do PG do ligante asfáltico para rodovias que possuem volume de tráfego superior a  $3 \times 10^7$  ESALs e com baixa velocidade. Para essas condições os autores recomendam que seja acrescido  $6^\circ\text{C}$  ao PG considerado. Esse acréscimo no valor de PG é para propiciar à mistura asfáltica, maior resistência à formação de deformação permanente em trilha de roda.

Os mesmos autores recomendam que para as regiões dos EUA Sudoeste-deserto ou continentais, cujas rodovias apresentem baixas velocidades e com tráfego pesado, os valores de PG dos ligantes asfálticos a serem utilizados sejam de no mínimo  $70^\circ\text{C}$ .

#### 4.6.2 - Agregados

Especialistas em pavimentos foram consultados quanto às propriedades mais relevantes dos agregados em misturas asfálticas. Em consenso, os especialistas apontaram que a deformação permanente em trilha de roda é a propriedade mais afetada pelos agregados. Por sua vez, o trincamento por fadiga e por retração térmica são mais afetados pelo comportamento do ligante asfáltico. Os ensaios dos agregados não sofreram alterações significativas no Superpave. Basicamente as propriedades que são especificadas pelo programa SHRP são: angularidade dos agregados graúdos e miúdos, forma das partículas (lamelares, alongadas, entre outras) e o ensaio de equivalente-areia. (ROBERTS et al.1996).

Devido ao uso intenso de agregados naturais nos Estados Unidos, não provenientes da britagem de rochas, uma das preocupações do SHRP era definir o número de faces fraturadas (por britagem), por entender que a existência destas faces, contribui para o entrosamento entre grãos e aumento da resistência ao cisalhamento. A angularidade do agregado graúdo é medida pela porcentagem de partículas que apresentam faces fraturadas. Observe-se que a exigência de faces fraturadas é dependente do volume de tráfego no período de projeto. O procedimento, em linhas gerais, estipula que de uma pilha de agregados toma-se uma amostra, dividindo-a em três pilhas, uma pilha com todos os agregados com nenhuma face fratura, uma segunda pilha com agregados com uma única face fraturada e, a terceira pilha com agregados com duas ou mais faces fraturadas. O resultado é expresso com dois números, sendo o primeiro a porcentagem de agregados com uma face fraturada "a" e o segundo a porcentagem de agregados com duas ou mais faces fraturas denominados de "b" e estão dispostos a/b, conforme Tabela 27.

Tabela 27- Recomendações para agregados graúdos quanto a angularidade em função da espessura da camada de rolamento (KENNEDY, 1994)

| Tráfego (ESALs)       | < 100 mm | > 100 mm |
|-----------------------|----------|----------|
| < 0,3*10 <sup>5</sup> | 55/___*  | ___/___  |
| < 10 <sup>6</sup>     | 65/___   | ___/___  |
| < 3*10 <sup>6</sup>   | 75/___   | 50/___   |
| < 10 <sup>7</sup>     | 85/80    | 60/___   |
| < 3*10 <sup>7</sup>   | 95/90    | 80/75    |
| < 10 <sup>8</sup>     | 100/100  | 95/90    |
| ≥ 10 <sup>8</sup>     | 100/100  | 100/100  |

(\*) O primeiro número, corresponde à letra "a" - porcentagem mínima para uma face fraturada e o segundo número corresponde à letra b - porcentagem mínima para duas ou mais faces fraturadas.

A angularidade dos agregados miúdos, partículas com diâmetro inferiores a 4,76 mm, é obtida com a medida da quantidade de vazios, em amostras não compactadas, quando o agregado é derramado dentro de um cilindro. Os vazios em amostras não compactadas podem ser determinados pela equação 14.

$$V_{\text{vazios}} = \frac{V - W / G_{sb}}{V} * 100 \quad (14)$$

onde: V = volume do cilindro (mm<sup>3</sup>)

W = massa do agregado fino (solto) (g)

G<sub>sb</sub> = densidade aparente do agregado

Estão apresentados na Tabela 28 os valores de vazios em amostras não compactadas associados ao volume de tráfego de projeto.

Tabela 28- Recomendações para agregados miúdos quanto a angularidade em função da espessura da camada de rolamento (KENNEDY, 1994)

| Tráfego (ESALs) | < 100 mm | > 100 mm |
|-----------------|----------|----------|
| < 0,3*10E5      | -o-      | -o-      |
| < 10E6          | 40       | -o-      |
| < 3*10E6        | 40       | 40       |
| < 10E7          | 45       | 40       |
| < 3*10E7        | 45       | 40       |
| < 10E8          | 45       | 45       |
| ≥ 10E8          | 45       | 45       |

Outro ensaio recomendado pelo Superpave é a quantificação de partículas lamelares ou alongadas. Uma partícula é considerada lamelar ou alongada se seu comprimento for suficientemente maior que sua largura. Observe-se que os termos lamelar e alongado estão associados a uma única determinação. As partículas serão consideradas lamelares ou alongadas se a maior dimensão dividida pela menor dimensão exceder a 5 vezes. Tabela 29 apresentam-se os valores de aceitação para partículas lamelares ou alongadas associadas ao volume de tráfego de projeto.

Tabela 29- Recomendações de partículas lamelares ou alongadas para agregados graúdos (KENNEDY, 1994)

| Tráfego (ESALs) | Máxima porcentagens de partículas com relação de comprimento/espessura menor que 5 |
|-----------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| < 0,3*10E5      | -o-                                                                                |
| < 10E6          | -o-                                                                                |
| < 3*10E6        | 10                                                                                 |
| < 10E7          | 10                                                                                 |
| < 3*10E7        | 10                                                                                 |
| < 10E8          | 10                                                                                 |
| ≥ 10E8          | 10                                                                                 |

A quantidade de argila presente na superfície dos agregados pode acarretar problemas de adesividade entre o ligante asfáltico e a superfície dos agregados, acarretando problemas de arrancamento dos agregados pela ação do tráfego e também de trincamento ocasionado por essa má adesividade levando o pavimento à ruína precocemente (MOURA, 2001).

A propriedade de consenso dos especialistas consultados pelo programa Superpave foi a determinação do teor de argila presente nos agregados. A não consideração dessa propriedade pode acarretar danos ao pavimento. O Superpave recomenda o uso do ensaio de equivalente de areia para essa finalidade. O ensaio está preconizado nas normas da *American Association of State Highway Officials* (AASHTO) T 176 e ASTM D 2419. Apresentam-se na Tabela 30 os valores mínimos em porcentagem de equivalente de areia associado ao volume de tráfego de projeto (ROBERTS et al., 1996 e KENNEDY, 1994).

Tabela 30 - Equivalente de areia especificação (KENNEDY, 1994)

| Tráfego    | Equivalente de areia |
|------------|----------------------|
| < 0,3*10E5 | 40                   |
| < 10E6     | 40                   |
| < 3*10E6   | 40                   |
| < 10E7     | 45                   |
| < 3*10E7   | 45                   |
| < 10E8     | 50                   |
| ≥ 10E8     | 50                   |

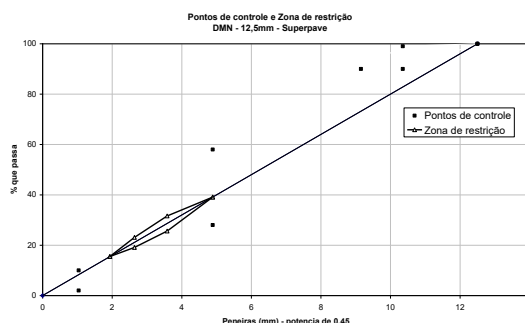
Outro aspecto considerado pelo programa Superpave diz respeito aos pontos de controle e à zona de restrição. Os pontos de controle para uma distribuição granulométrica que possui DMN, conforme abordado no item 5.1.4 e diâmetro máximo de 12,5mm e 19,0mm, respectivamente, estão apresentados na Tabela 31, salienta-se que os pontos de controle dependem da série de peneiras.

Tabela 31 - Pontos de controle da distribuição granulométrica - Superpave (KENNEDY, 1994)

| Peneiras (mm) | Pontos de controle (% que passa) |        |
|---------------|----------------------------------|--------|
|               | Mínimo                           | Máximo |
| 0,075         | 2                                | 10     |
| 2,36          | 28                               | 58     |
| 9,5           | -                                | 90     |
| DMN (12,5mm)  | 90                               | 100    |
| DM (19,0 mm)  | 100                              | -      |

A zona de restrição é outro requisito do programa Superpave. Roberts et al. (1996) comenta que se trata de uma região mal compreendida ainda, tendo sido adotada para assegurar o emprego de areia natural em quantidade que não comprometesse o desempenho da mistura asfáltica. Afirmam também que a distribuição granulométrica pode passar pela zona de restrição sem prejuízos ao desempenho da mistura asfáltica desde que os agregados da fração areia tenham origem do mesmo material britado que compõem o material granular. Apresenta-se na Figura 133 a graduação requerida para DMN = 12,5 mm com os pontos de controle e a zona de restrição.

Figura 133- Graduação requerida para DMN = 12,5 mm (KENNEDY, 1994)



Os mesmos autores alertam para a durabilidade de misturas com distribuição granulométrica muito próxima a linha de densificação máxima, geralmente apresentam baixos valores de VAM e, por conseguinte, resultam em misturas asfálticas menos duráveis uma vez que essas misturas são mais sensíveis a variação do teor de ligante asfáltico. Recomendam que se mantenha um distanciamento da linha de densificação máxima, podendo-se obter três condições:

- a) se os agregados finos forem constituídos, predominantemente, de areia natural, é recomendado que se disponha a distribuição granulométrica abaixo da linha de densificação máxima, com a finalidade tanto de minimizar a quantidade de areia utilizada como também o efeito da areia no comportamento da mistura asfáltica;
- b) caso os agregados finos sejam constituídos de grãos britados, pode-se dispor a distribuição granulométrica acima da linha de densificação máxima, entretanto, essas misturas podem não serem econômicas visto que os a quantidade de ligante asfáltico utilizado deverá ser maior para atender os o critério de vazios de projeto.
- c) é indesejável que a distribuição granulométrica não cruze a linha de densificação máxima entre as peneiras de n. 30 e 50 (aberturas 0,6 mm e 0,3 mm respectivamente) principalmente quando se utiliza areia natural com grãos arredondados. Misturas com essas características são denominadas de tender mixes, misturas que exibem elevada plasticidade quando normalmente compactadas após distribuição da mistura em pista.

Essas recomendações de procedimento podem ser consideradas especialmente quando a mistura asfáltica apresenta problemas de distribuição ou compactação ou ainda se tenha vivenciado deformação permanente em trilha de roda apreciáveis durante a vida de serviço.

#### 4.6.3 - Ensaios de ligantes asfálticos utilizados pelo método Superpave

Apresentam-se na Tabela 32 os equipamentos de ensaios físicos/reológicos dos ligantes asfálticos utilizados pela metodologia Superpave, bem como de maneira sucinta os propósitos dos ensaios e os parâmetros de desempenho influenciados pelo ligante asfáltico.

Tabela 32- Equipamento, finalidade e parâmetros do Superpave

| Equipamento                                  | Finalidade                                                                                     | Parâmetro de Desempenho                                                |
|----------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|
| Estufa de filme fino rotativo - (RTFO)       | Simula o envelhecimento do ligante (enrijecimento) durante a produção e compactação da mistura | Resistência ao envelhecimento (durabilidade) durante a construção      |
| Vaso de envelhecimento sobre pressão - (PAV) | Simula o envelhecimento (enrijecimento) da mistura em vida de serviço                          | Resistência ao envelhecimento (durabilidade) durante a vida de serviço |
| Viscosímetro rotacional-(RV)                 | Mede as propriedades do ligante a elevadas temperaturas de usinagem                            | Trabalhabilidade do ligante asfáltico (transporte por bombeamento)     |
| Reômetro e cisalhamento                      | Mede as propriedades dos ligantes                                                              | Resistência à deformação                                               |

|                                           |                                                                                      |                                                          |
|-------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|
| dinâmico<br>(DSR)                         | asfálticos a altas e médias<br>temperaturas de serviço                               | permanente em trilha de roda e<br>trincamento por fadiga |
| Reômetro de cisalhamento em<br>viga (BBR) | Mede as propriedades dos ligantes<br>asfálticos em baixas temperaturas de<br>serviço | Resistência ao trincamento térmico                       |
| Ensaio de tração direta (DTT)             |                                                                                      |                                                          |

Segundo Kennedy (1994), com os ensaios apresentados na Tabela 30 pode-se prever os seguintes comportamentos dos ligantes asfálticos quanto a rigidez:

rigidez mínima de 1 kPa é especificada para ligantes virgens; esse valor atende às características que o ligante deve possuir para se evitar misturas asfálticas que apresentem problemas de compactação (são densificadas rapidamente no início da rolagem e ao final não permitem atingir o grau de compactação) - medida feita no DSR;

rigidez mínima de 2,2 kPa associa-se a um envelhecimento do ligante em um curto período; o objetivo desse limite é prevenir a deformação permanente em trilha de roda imediatamente após a construção - medida feita no DSR;

rigidez máxima de 5,0 kPa associa-se a um envelhecimento do ligante que ocorre em um longo período; esse valor contribui para prevenir o trincamento por fadiga causado pela rigidez excessiva do ligante - medida feita no DSR;

módulo de rigidez máximo de 300 MPa e um valor mínimo de módulo de relaxação  $m = 0,30$ , obtido com o ensaio de deformação estática BBR; esses limites são utilizados para evitar a rigidez excessiva a baixas temperaturas;

elevada rigidez estática é permitida pela especificação se for detectada falha causada pela tensão de deformação de 1%. Isso pode ser observado em ligante asfáltico modificado por polímeros que apresentem elevada rigidez a baixas temperaturas e, entretanto, apresentam elevada deformação para que ocorra a falha - medida feita no DTT.

#### 4.6.4 - Compactador Giratório do Superpave

Leahy e McGennis (1999) comentam que na metodologia Superpave de misturas asfálticas o método de compactação de misturas passou a ser considerado, utilizando um equipamento denominado de compactador giratório, originalmente desenvolvido no Departamento de Estradas do Texas, no final da década de 30. O conceito foi atribuído a Philippi, Raines e Love. O primeiro compactador giratório era manual, Figura 134, e foi utilizado como base de um experimento entre 1940 e 1946, quando foi padronizado no Estado do Texas com especificação de método de ensaio.

Leahy e McGennis (1999) atribuem ao compactador do Texas o desenvolvimento do compactador giratório do USACE em 1950, com acionamento por motor elétrico. Este último, com projeto básico

atribuído a Joseph P. Wislocki, que obteve a patente, é apresentado na Figura 135. McRae<sup>12</sup> (1957, apud Leahy e McGennis ,1999) acreditava que as propriedades das misturas asfálticas produzidas por impacto eram diferentes das propriedades das misturas asfálticas de campo. Assim, o processo de densificação de misturas asfálticas com o compactador giratório era semelhante ao que ocorre em campo, e que a compactação em laboratório de misturas asfálticas poderia ser atingida por esforço de cisalhamento.

Figura 134 - Compactador Giratório  
USACE década de 50  
<http://www.tfhr.gov/pavement/asphalt>



Figura 135 - Compactador Giratório Texas (op.  
manual) <http://www.tfhr.gov/pavement/asphalt/labs/mixtures>



O equipamento compactador giratório consiste basicamente em um cilindro de 15 cm ou de 16 cm de diâmetro, em que a amostra de mistura asfáltica, nas condições de compactação, é colocada dentro desse molde e duas bases cilíndricas e paralelas pressionam a amostra a uma pressão constante. Uma das extremidades do molde sofre uma oscilação de um lado para o outro a um determinado ângulo. O número de oscilações é o número de giros que a amostra é submetida.

Leahy e McGennis (1999) relatam que o compactador giratório do Superpave foi desenvolvido no início dos anos 90 como parte do programa SHRP, criado em 1987. O compactador giratório do Superpave é uma soma do equipamento desenvolvido no Texas e do equipamento giratório do LPC francês. Os pesquisadores do SHRP ficaram impressionados com o princípio de funcionamento do compactador francês, semelhante ao equipamento desenvolvido inicialmente no Texas em 1939 e, logo as modificações feitas pelos franceses foram somadas ao compactador giratório do Superpave.

A avaliação da compactação de misturas asfálticas com o compactador giratório do Superpave envolve parâmetros volumétricos. O equipamento fixa três parâmetros: ângulo de compactação =  $1,25^\circ$ , pressão de compactação de 0,6 MPa e velocidade de giro de 30 rpm.

A chave principal do projeto de misturas asfálticas do programa Superpave é o compactador giratório. O processo de compactação com esse equipamento gera corpos-de-prova de misturas asfálticas em estados similares às amostras obtidas em campo, submetidas à ação do tráfego. Nesse compactador o número de giros é variado para simular o nível de tráfego (ROBERTS et al.1996).

<sup>12</sup> McRae, J.L. Compaction of Bituminous Concrete, "Proceedings" (1957), apud Leahy e McGennis (1999)

Os mesmos autores citam a correlação do número de giros com o nível de tráfego que a mistura asfáltica será submetida em serviço. Misturas que serão submetidas a altas temperaturas e a elevadas cargas de tráfego em campo, deverão ser mais densas e em laboratório essas misturas deverão ser compactadas com densidades mais altas. Essas densidades mais altas, em laboratório, são obtidas com o aumento do número de giros.

Três índices: Ni, Nd e Nm são necessários para definir o projeto de misturas asfálticas pelo método do Superpave. Nd, denominado de número de projeto, é o número de giros para produzir uma densidade na amostra que é equivalente à densidade que se espera em campo, após ter sido submetida à ação inicial do tráfego. Nesse processo o teor de ligante asfáltico na mistura é selecionado para que a mistura asfáltica tenha 4% de volume de vazios para Nd giros (ROBERTS et al.,1996).

Ni, denominado número inicial, é uma medida da compatibilidade da mistura. Misturas que, quando submetidas ao compactador giratório do Superpave, compactam rapidamente, são misturas que apresentarão dificuldades de serem compactadas em campo e podem ser instáveis quando submetidas à ação do tráfego, normalmente, tratam-se de misturas finas e misturas que possuem grande quantidade de areia natural, ou ainda misturas que apresentam descontinuidades na distribuição granulométrica na fração areia. Misturas com essas características são denominadas de tender mix. Misturas com 4% para Nd devem ter pelo menos 11% de vazios para Ni.

Nm, denominado de número máximo, é o número de giros necessários para produzir uma densidade em laboratório que absolutamente nunca deverá ser excedida em campo. Nd fornece uma estimativa da última densidade de campo. Nm fornece uma densidade como um fator de segurança, para assegurar que a mistura não atinja valores de volume de vazios susceptíveis à formação de trilha de roda. O volume de vazios para Nm deve ser até no máximo 2%.

O número de giros para Nd foi estabelecido com base em ensaios de laboratório e de campo, comparando as densidades encontradas em campo com as densidades de laboratório para vários números de giros. Uma vez que o Nd foi estabelecido para cada nível de tráfego e a respectiva temperatura do ar, os números de giros para os índices Ni e Nm foram estabelecidos com base em Nd. As equações 17 e 18 para Ni e Nm, respectivamente, são apresentadas abaixo.

$$N_i = (N_d)^{0,45} \quad (17)$$

$$N_M = (N_d)^{1,10} \quad (18)$$

O método de dosagem do Superpave apresenta uma tabela com valores para os três índices, associados a quatro níveis de tráfego: leve, médio, pesado e extra-pesado.

No processo de dosagem do Superpave, os autores relatam que, após a usinagem, a mistura deve permanecer em estufa à temperatura de compactação por duas horas. Esse período é para que ocorra a absorção do ligante asfáltico pelo agregado, e é de fundamental importância para alguns tipos de agregados. A não consideração pode acarretar misturas com menor durabilidade (BERTOLLO, 2002)

Para a compactação no compactador giratório do Superpave são fornecidos os parâmetros de entrada e a massa da mistura, a densidade aparente pode ser estimada com esses valores. Essa estimativa

não reflete a densidade do corpo-de-prova, pois, o corpo-de-prova compactado não apresenta uniformidade de densidade em seu volume. Após cada amostra ter sido compactada até Nm, o corpo-de-prova é removido do molde e procede-se ao cálculo da densidade aparente por pesagem hidrostática. A densidade obtida para Nm é comparada com a densidade calculada, obtendo-se um fator de correção. As densidades para Ni e Nd são corrigidas com esse fator.

Watson et al. (2008) em pesquisa de campo e laboratório com objetivo de avaliar o desempenho das misturas da Geórgia USA, projetadas pelo compactador giratório Superpave e compará-las com o Marshall, procuraram consolidar o número de giros estabelecidos pelo método, pois, quando o número de giros designados no projeto é muito alto, a mistura pode ser resistente à deformação permanente, entretanto, sua compactação em campo pode ser difícil, além de haver comprometimento da durabilidade do pavimento, face à vida de fadiga, devido ao menor teor de ligante.

Na pesquisa foram utilizados: ligante com classificação PG e agregados que também atendessem as especificações do Superpave. Foram feitos ensaios em campo (deformação permanente, trincamento e volume de vazios) e em laboratório (susceptibilidade à deformação permanente, susceptibilidade à água, fadiga).

Nos ensaios de laboratório empregou-se o teor ótimo de ligante determinado para vários níveis de giros. Os resultados foram usados para estabelecer um nível de giros ótimo para as misturas asfálticas usadas na Geórgia, USA.

Estudos de campo conduzidos por Watson et al. (2008) foram feitos como base comparativa de projeto de mistura, com 16 projetos Marshall e 16 projetos Superpave, com características próximas entre si quanto à idade, condições de tráfego, tipo de mistura, proveniência do agregado, região geográfica e mesma espessura 12,5 mm. Na Tabela 33, estão apresentadas as características médias de cada trecho.

Tabela 33 - Valores médios dos trechos da pesquisa (WATSON et. al. 2008)

|                       | Marshall | Superpave |
|-----------------------|----------|-----------|
| Idade média           | 6,1 anos | 4,7 anos  |
| Tráfego médio diário  | 21.245   | 21.420    |
| Teor médio de ligante | 5,28%    | 4,94%     |

A determinação da deformação permanente para cada trilha de roda foi feita manualmente, usando uma régua e uma escala, dos 32 projetos analisados 11 Marshall e 8 Superpave apresentaram deformação permanente mensuráveis de 1,5 mm e 1,3 mm, respectivamente.

Além disso, comparou-se a deformação permanente dos projetos Superpave em que foram empregadas misturas asfálticas com ligante PG 76-22 - ligante modificado por polímero, com as misturas asfálticas usinadas com asfalto convencional PG 67-22, denominadas de misturas-padrão, a fim de avaliar o quão efetivo é o ligante modificado por polímeros no controle da deformação permanente. Os resultados estão compilados na Tabela 34.

Tabela 34 - Deformação permanente e tráfego, relacionados ao tipo de ligante asfáltico (WATSON et. al. 2008)

|                             | PG 76-22 Ligante modificado por polímero | PG 67-22 Ligante padrão |
|-----------------------------|------------------------------------------|-------------------------|
| Deformação permanente média | 1,5 mm                                   | 1,0 mm                  |
| Tráfego médio diário        | 38.323                                   | 10.152                  |

Pelos valores medidos, verificou-se que não houve diferença significativa, mas as misturas com polímeros foram utilizadas nos projetos Superpave com os maiores volumes de tráfego; no caso da tabela 11, o tráfego é praticamente 4 vezes maior que o do outro trecho com asfalto convencional.

Outro aspecto também contemplado na pesquisa foi o pouco trincamento tanto nos trechos com as misturas asfálticas com os projetos Marshall, quanto nos Superpave. Esperava-se que as misturas com polímero tivessem menor tendência ao trincamento, mas os resultados não se mostraram significativos, apresentando correlação fraca.

Foram extraídos corpos-de-prova das trilhas de roda de cada um dos projetos para determinar a densidade e o percentual de vazios de campo, os resultados estão apresentados na Tabela 35.

Tabela 35 - Volume de vazios após construção e após solicitação pelo tráfego (WATSON et. al. 2008)

|                                                           | Marshall | Superpave |
|-----------------------------------------------------------|----------|-----------|
| Volume de vazios de campo                                 | 3,8%     | 5,7%      |
| Volume de vazios no controle de compactação da construção | 6,1%     | 7,3%      |

Os resultados mostram que os vazios no Superpave estavam longe dos 4% de projeto, indicando que o nível Nd utilizado foi maior que o necessário. As misturas dosadas com o Superpave poderiam ter sido aplicadas com maior teor de ligante porque houve pouca deformação permanente nos projetos analisados. Para as misturas Superpave, um aumento do teor de ligante pode ser alcançado em parte pela redução do número de giros de compactação giratória. Entretanto, se o nível de giros for reduzido, o projeto da mistura pode ser modificado quanto à graduação para se obter os requisitos volumétricos sem necessitar de um aumento do teor de ligante.

Nos estudos em laboratório a pesquisa contemplou o efeito que os níveis de giros têm sobre o desempenho da mistura (35, 60, 85 e 110 giros). A mistura Superpave com DMN de 12,5mm, agregado granítico, foi utilizada como referência. Foram feitas diversas análises estatísticas.

A primeira análise foi o locking point. Esse parâmetro é o ponto no qual a estrutura de agregados começa a travar, fazendo com que um acréscimo no número de giros gere um potencial para fratura dos

agregados, além de aumentar a dificuldade em se obter a compactação desejada em campo. Com o aumento do número de giros depois que o locking point é alcançado, a densidade das amostras continuará a crescer porque os agregados fraturados preencherão os vazios da estrutura. Não se deseja ter agregados fraturados nas condições de campo devido à criação de superfícies não recobertas, fazendo com que haja uma tendência da mistura a ser mais suscetível à água, acelerando a deterioração do pavimento.

Um dos aspectos mais difíceis de usar o conceito do locking point tem sido a definição de quando ele é realmente alcançado. Nesta pesquisa, foi considerado locking point quando a altura da amostra permaneceu a mesma por 2, 3 e 4 giros consecutivos. A partir dos resultados obtidos, verificou-se uma tendência de que 69 giros representassem melhor a densidade obtida em campo. Segundo a equação 15, 69 giros resultaram em amostras com massa específica média máxima da mistura ( $G_{mm}$ ) de 94,6% (ou 5,4% de volume de vazios). Este valor se assemelha ao volume de vazios médio em campo das misturas Superpave estudadas (5,7%). Isto indica que o nível Nd previamente especificado para as misturas Superpave era maior que o necessário e que o locking point de 69 giros pode resultar em uma densidade de laboratório próxima a densidade indesejável de campo.

$$\%G_{mm}xx = 100 \times \frac{G_{mb} \times h_d}{G_{mm} \times h_{xx}} \quad (15)$$

onde:  $\%G_{mm}xx$  = porcentagem de  $G_{mm}$  a um nível de giros xx;

$G_{mb}$  = massa específica aparente da mistura (g/cm<sup>3</sup>);

$h_d$  = altura do corpo-de-prova nos giros do Nprojeto; e,

$h_{xx}$  = altura da amostra no nível de giros (mm).

Quanto à suscetibilidade à deformação permanente em trilha de roda foram realizados ensaios de acordo com a especificação número 115 do *Georgia Department of Transportation* (GDOT), com volume de vazios de 5,0% ± 1%. Foram utilizadas misturas Superpave com agregado de DMN de 25 mm (64°C e 50°C) e de 12,5mm (64°C). A deformação máxima deve ser de 5 mm a 64°C para o ensaio com o *Asphalt Pavement Analyzer* - (APA). Entretanto, os dados indicaram basicamente que todas as misturas com DMN de 25 mm poderiam ser projetadas com um máximo de 50 giros se o ensaio com o APA fosse realizado a 50°C.

A resistência das misturas asfálticas à ação da água, para todas as misturas, foi medida utilizando-se o ensaio especificado pelo GDOT (Lottman modificado). Acredita-se que esse ensaio seja mais severo e mais representativo das condições reais de campo que o da AASHTO T 283. Há uma diferença em termos de dimensão de corpo-de-prova entre os ensaios, uma vez que o da AASHTO T 283 usa corpos-de-prova tipo Marshall de 4" de diâmetro e o outro 6". A suscetibilidade à água foi determinada com corpos-de-prova de 4" (compactação com soquete Marshall) e 6" (compactador giratório). Entretanto, não se verificou diferença estatisticamente significativa entre ambas as medidas de corpos-de-prova nesta avaliação.

Complementando o estudo, o ensaio de fadiga foi realizado de acordo com a AASHTO TP8. Foram usados 2 níveis de tensão (250 e 500  $\mu\epsilon$ ). O rompimento à fadiga ficou definido como sendo o número de ciclos no qual a rigidez da mistura asfáltica cai a 50% do valor inicial. Verificou-se que o fator de giros não foi estatisticamente significativo. Entretanto, a proveniência do agregado e o nível de tensões, assim como a interação entre ambos, afetaram os resultados significativamente. A média de vida de fadiga de várias misturas testadas a 250  $\mu\epsilon$  foi aproximadamente 25 vezes maior em comparação com as ensaiadas a 500  $\mu\epsilon$ . A vida de fadiga média de várias misturas em um mesmo nível de tensão, compactadas com 35 e 60 giros foi aproximadamente 200% da vida de fadiga média das misturas compactadas a 85 e 110 giros.

Watson et al. (2008) concluem que tanto as misturas asfálticas dosadas com o Marshall, como também as misturas dosadas com o Superpave apresentaram, de maneira geral, desempenho bom, com pouca deformação permanente e trincamento após um período de 4 a 6 anos.

Os resultados de deformação permanente foram similares entre os projetos Superpave que utilizaram ligantes modificados e os que empregaram ligante não modificado. Entretanto, as misturas com polímeros foram submetidas a volumes de tráfego quase 4 vezes maiores. Os autores comentam que não se sabe se as misturas não modificadas teriam desempenho semelhante sob as mesmas condições de tráfego, embora, a prática de escolher um ligante com maior PG para considerar diferenças quanto ao tráfego é efetiva.

A média de teor de ligante nos projetos Marshall foi da ordem de 0,34% maior que a média dos teores obtidos pelo Superpave. As misturas Superpave provavelmente não atingirão o volume de vazios de projeto de 4,0% durante a vida do pavimento. Após quase 5 anos a média de volume de vazios medida nas trilhas de roda foi de 5,7% nos projetos Superpave e 3,8% nos do Marshall. Considerando as comparações em campo, as especificações das misturas Superpave poderiam ser modificadas para aumentar o teor de ligante e as propriedades dos VAM sem alterar a resistência à deformação permanente.

Com os resultados de deformação permanente de campo comparado com os resultados obtidos em laboratório com o APA, concluíram que a temperatura no ensaio APA de 50°C para misturas a quente, representa melhor as altas temperaturas de serviço de misturas, ao invés dos 64°C, para a localidade onde o experimento foi realizado.

Os resultados quanto a suscetibilidade à água das amostras Marshall de 4" poderiam explicar 19% da variação nas amostras de 6" do giratório. A comparação não foi boa o bastante para estabelecer um fator de correlação entre amostras de 4" e 6". A procedência do agregado foi o fator que afetou mais significativamente os resultados de suscetibilidade à água. Entretanto, houve alguma interação entre a procedência do agregado e o nível de giros (teor de ligante) que não poderia ser separada.

Por fim, concluem que as misturas de laboratório com 69 giros deram resultados de densidade similares àqueles encontrados com as amostras de campo. Além disso, o GDOT estabeleceu o uso de 65 giros como o nível Nd para as misturas Superpave. Ajustes quanto ao PG podem considerar diferenças quanto aos níveis de tráfego. A procedência do agregado e os níveis de tensão foram os fatores mais significativos nos resultados de fadiga. Entretanto, as amostras com 85 e 110 giros apresentaram apenas metade da vida de fadiga das amostras com teor ótimo a 35 e 60 giros. A vida de fadiga foi aproximadamente 25 vezes maior quando o nível de tensão foi reduzido de 500 para 250  $\mu\epsilon$ . Para aumentar a vida de fadiga, o nível de tensão na fibra inferior da estrutura da camada asfáltica deveria ser reduzido

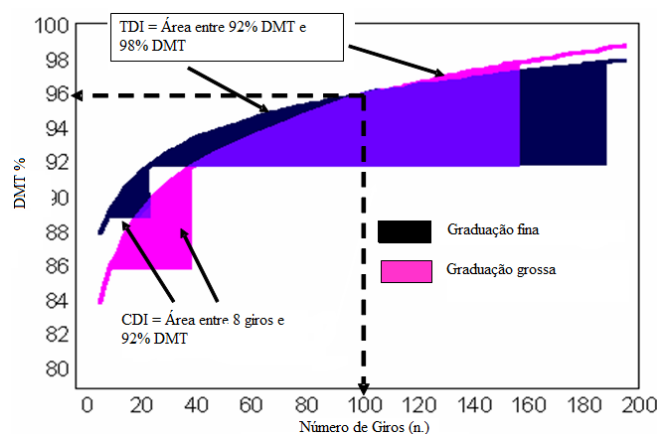
por meio do aumento da espessura da estrutura quando necessário, com base na análise mecanicista do projeto do pavimento.

Bahia e Faheem (2007) comentam da possibilidade de se extrair do compactador giratório do Superpave, parâmetros que se correlacionem com as propriedades mecânicas das misturas asfálticas. Um método, para a interpretação dos resultados do compactador giratório do Superpave, com o objetivo de determinar o desempenho de misturas asfálticas, pode ser dividido em dois estágios:

- simular o comportamento da compactação em campo, ou seja, medir a energia necessária para densificar a mistura asfáltica entre os números de giros de 8 e o número de giros necessários para atingir 92% densidade máxima da mistura com compactador giratório do Superpave. Essa medida é denominada de *contruction densification index* - CDI, que em uma tradução livre seria: índice de densificação de construção.
- o segundo estágio reflete o desempenho da mistura asfáltica sob a ação do tráfego, isto é, a medida da energia necessária para compactar a mistura asfáltica entre 92% e 98% da densidade máxima da mistura. Essa medida é denominada de *traffic densification index* - TDI, da mesma forma: índice de densificação pelo tráfego.

O valor de 98% da densidade máxima da mistura é considerado crítico, pois a mistura asfáltica nessas condições apresenta 2% de volume de vazios e ela se encontra no limite da zona de falha por fluência. Misturas asfálticas com valores elevados de TDI tendem a apresentar boa resistência à deformação permanente em trilha de roda. Na Figura 136 apresenta-se a definição das medidas de CDI e TDI e a diferença entre a densificação de dois tipos de misturas asfálticas, uma com distribuição granulométrica considerada fina e outra mais grossa.

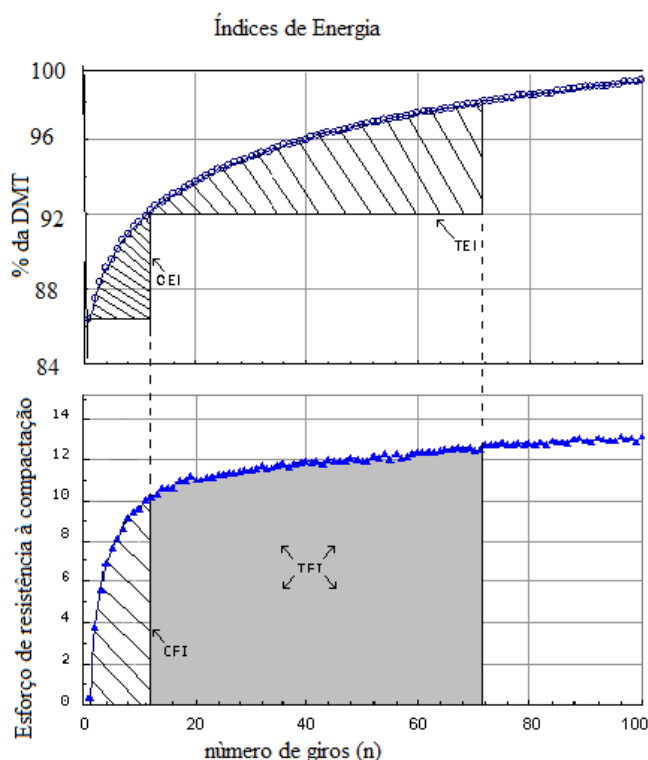
Figura 136 - Definição de CDI e TDI entre dois tipos de graduação fina e grossa (BAHIA E FAHEEM, 2007)



Mostra-se na mesma Figura 137 que é possível detectar desempenho de misturas asfálticas diferentes com o emprego dos índices CDI e TDI. A mistura com graduação fina apresenta baixo valor de CDI, o que denota baixa resistência de densificação na construção, ou facilidade excessiva de densificação. Entretanto, a mistura apresenta elevado valor de TDI o que indica uma boa resistência à densificação pelo tráfego.

Embora, os conceitos de CDI e TDI parecessem lógicos e úteis quando foram introduzidos, ainda pairava dúvidas sobre a utilização das medidas volumétricas sem a consideração da tensão de distribuição da carga no topo do corpos-de-prova durante a compactação. GULER et al (2000) descreve um equipamento desenvolvido com a finalidade de medir a força de compactação gerada no topo do corpo-de-prova, denominado de *Giratory Load Plate Assembly - GLPA*.

Figura 137 - Índices de energia CEI, TEI, CFI e TFI - (BAHIA e FAHEEM, 2007)



Com esse equipamento foi possível medir a energia produzida para a densificação das misturas asfálticas durante o processo de compactação com a prensa de compactação giratória. A energia gerada pela resistência à compactação entre o  $N_i$  e  $N$  necessária para atingir 92% da densidade máxima teórica foi denominada de *compaction force index - CFI*, índice de força de compactação (Figura 137). Já a energia depreendida pela prensa de compactação giratória para densificar a amostra entre 92% e 98% da densidade máxima teórica foi denominada de *traffic force index - TFI*.

Bahia e Faheem (2007) relatam que em 2002 estudos patrocinados pelo *National Cooperative Highway Research Program - NCHRP* foram conduzidos para investigar a relação entre os parâmetros da prensa de compactação giratória e a deformação permanente em trilha de roda em serviço. Os estudos mostraram que a tensão máxima de compactação se relaciona satisfatoriamente com a deformação permanente.

Na mesma linha, um segundo equipamento foi desenvolvido para medir a excentricidade que ocorre durante a compactação. Denominado de *pressure distribution analyzer - PDA* - para o português,

analisador de distribuição de pressão. Devido ao esforço de compactação necessário para vencer o cisalhamento da amostra e, por conseguinte, propiciar a mistura, com esse equipamento é possível determinar a excentricidade através do sinal da célula de carga. A equação 16 fornece o esforço de resistência à compactação ( $\omega$ ):

$$\omega = \frac{4eP\theta}{Ah} \quad (16)$$

onde:

- $\omega$  = esforço de resistência à compactação (N/m<sup>2</sup>),
- $e$  = excentricidade da força resultante (m),
- $P$  = Intensidade da força resultante (N),
- $\theta$  = ângulo de inclinação 1,25°,
- $A$  = área do corpo-de-prova (m<sup>2</sup>) e,
- $h$  = altura do corpo-de-prova a qualquer número de giros (m)

Os autores concluem que os estudos sobre os índices, CEI, TEI, CFI e TFI extraídos da prensa de compactação giratória, ainda carecem de estudos que direcionem o estabelecimento de um fator campo x laboratório.

Utilizando o conceito de índice de densificação de construção, do inglês *contruction densification index* - CDI, a tese de mestrado apresentada por (Nascimento 2008) propõe a dosagem de misturas asfálticas tipo densa, com foco na prevenção da deformação permanente em trilha de roda, baseada em critérios oriundos do comportamento dos materiais na compactação giratória pelo equipamento do Superpave e em ensaios mecânicos. Constatou que os índices obtidos com o compactador giratório do Superpave são sensíveis ao grau de intertravamento do esqueleto pétreo e ao teor de ligante, tendo boa correlação entre si e com o comportamento das misturas asfálticas quanto à deformação permanente em trilha de roda. A pesquisa consistiu em avaliar oito tipos de misturas asfálticas: com dois tipos de ligantes asfálticos denominados de CAP 20 (especificação anterior à vigente) correlato ao CAP 50/70 (especificação atual) de origem das refinarias distintas: REVAP e REGAP, variou-se também a distribuição granulométrica em tamanhos máximos nominais - TMN de 25, 19, 12,5 e 9,5 mm.

A pesquisa se pautou em correlacionar os teores de ligantes asfálticos em misturas compactadas com o Marshall com 75 golpes por face e a *Superpave Gyrotory Compactor* - SGC com Nd = 100 giros. Conforme dados obtidos, os teores de ligante com o compactador giratório foram inferiores aos teores obtidos com o Marshall. O trabalho contempla também a avaliação da deformação permanente em trilha de roda com emprego do simulador de tráfego tipo LCP e, os resultados apontaram O autor recomenda, dentre outros pontos, que esse estudo deve servir de base para nortear outras pesquisas que contemple o comportamento a vida de fadiga.

#### 4.6.5 - Teor ótimo de ligante

A determinação do teor ótimo de ligante asfáltico em misturas asfálticas pelo método do Superpave subdivide-se em duas etapas. Na primeira, a determinação do teor ótimo de ligante asfáltico no Superpave é definido como o teor de ligante que produz 4% de volume de vazios com Nd. Na segunda etapa, para que o teor encontrado anteriormente seja melhor definido, procede-se à moldagem de mais três corpos-de-prova variando-se o teor de ligante de -0,5% +0,5% e +1,0% em relação ao teor encontrado na primeira etapa. Os quatro ensaios são plotados em um único gráfico de número de giros versus densidade máxima teórica - DMT, em que a DMT assume valor de 100%. Adotando o teor ótimo de ligante asfáltico para 4% de volume de vazios, obtém-se o teor ótimo para 96% da DMT. É recomendado que após a escolha do teor ótimo de projeto seja realizado ensaio para verificação da susceptibilidade da mistura à água com o ensaio AASHTO T 283 (ROBERTS et al.,1996).

## CAPÍTULO 5 - ENSAIOS DE DESEMPENHO

Muitos são os ensaios conhecidos e realizados para medir o desempenho dos materiais empregados em pavimentação. Abaixo são elencados desses ensaios e parte deles a seguir serão abordados alguns desses ensaios:

- a) materiais de base e sub-base
  - Módulo de resiliência,
  - Resistência à tração por compressão diametral para materiais cimentados,
  - Permeabilidade,
  - Contração
  - Infiltrabilidade
  
- b) misturas asfálticas
  - módulo de resiliência
  - resistência à tração por compressão diametral
  - deformação permanente em trilha de roda
  - módulo dinâmico
  - creep estático e dinâmico

### 5.1 - Materiais de base e sub-base

Anteriormente foi descrito ensaios de forma a atender normas. Experiências tem mostrado que quando um determinado material atende às especificações prefixadas em norma, pode-se esperar um comportamento satisfatório do material quando em serviço. Entretanto, sempre nos questionamos sobre a maneira de como o ensaio é conduzido, se a resposta obtida nos dá segurança suficiente quanto ao comportamento do material quando submetido a ação do tráfego, ou as condições climáticas, ou ao tempo ou mesmo em todas essas variantes juntas. Assim, sempre nos perguntamos - o ensaio ensaia?

Diante desses questionamentos, procura-se cada vez mais a realizações de ensaios, tanto em laboratório como também em campo, que reproduzam de maneira o mais fiel possível, como o material é solicitado em serviço.

Os ensaios que medem diretamente essas características são conhecidas como ensaios de desempenho. Em laboratório o mais usual para materiais de base e sub-base é o módulo de resiliência norma DNIT 134/2018-ME - Pavimentação - Solos - Determinação do módulo. Tem-se também a verificação da deformação permanente desses tipos de materiais com a norma DNIT 179/2018 - IE - Pavimentação - Solos - Determinação da deformação permanente - Instrução de ensaio. Através desses dois métodos de ensaios é possível a extração dos parâmetros de desempenho desses materiais que, serão utilizados no novo método de dimensionamento de pavimento do DNIT, denominado de MEDINA (Método de dimensionamento Nacional)

### 5.1.1 - Módulo de resiliência

Módulo de elasticidade também denominado de módulo de Young é um parâmetro mecânico que proporciona uma avaliação da rigidez de um dado material sólido.

Obtém-se da razão entre a tensão (ou pressão) exercida e a deformação unitária sofrida pelo material, Equação 17.

$$E = \frac{\text{Tensao}}{\text{Deformacao}} = \frac{F/A}{x/l} = \frac{Fl}{Ax} \quad (17)$$

onde (em unidades do SI):

- E é o módulo de Young, medido em pascal.
- F é a força medida em Newton.
- A é a secção através da qual é exercida a tensão, e mede-se em metros quadrados.
- x é a extensão, o incremento na longitude, medido em metros.
- l é o comprimento natural medido em metros.

Para a maioria dos metais, este módulo varia entre 45 GPa, para o magnésio, até 407 GPa, para o tungstênio. Os polímeros geralmente possuem módulo de elasticidade bem mais baixos, variando entre 0,007 GPa e 4 GPa.

A diferença na magnitude do módulo de elasticidade dos metais, cerâmicas e polímeros é consequência dos diferentes tipos de ligação atômica existentes nestes três tipos de materiais. Além disso, com o aumento da temperatura, o módulo de elasticidade diminui para praticamente todos os materiais, com exceção de alguns elastômeros.

Resiliência é a propriedade na qual a energia armazenada em um corpo deformado é devolvida quando cessa a tensão causadora da deformação elástica.

Dois fatores contribuíram para o emprego da terminologia módulo de resiliência para designar as características de rigidez de materiais empregados em pavimentação:

- Carga repetidas (cíclica) a que as estruturas do pavimento estão submetidas.
- Os materiais comumente empregados em pavimentação apresentam grandes deslocamentos quando submetidos a uma dada tensão se comparados com os demais materiais de outras estruturas.

O ensaio de módulo de resiliência é realizado em laboratório em corpos-de-prova com dimensões de 15 cm x 30 cm e comumente em corpos-de-prova de 10 cm x 20 cm Figura 138. Utiliza-se no ensaio câmara triaxial, com aplicação de cargas repetidas Figura 139.

Figura 138 - corpo-de-prova 10 cm x 20 cm.



Figura 139 - Câmara triaxial



Apresentam-se na Figura 140 o esquema de aplicação das tensões e na Figura 141 o deslocamento plástico acumulado no corpo-de-prova durante o ensaio de módulo de resiliência.

Figura 140 - esquema de aplicação de tensões nos carregamentos

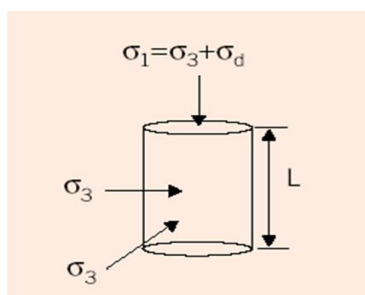
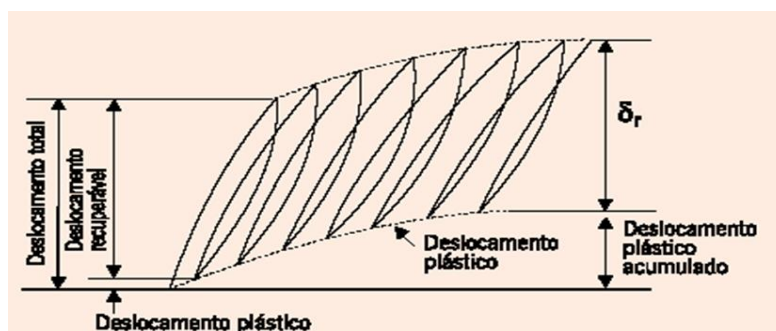


Figura 141 - Deslocamentos ocasionados pela ação das tensões



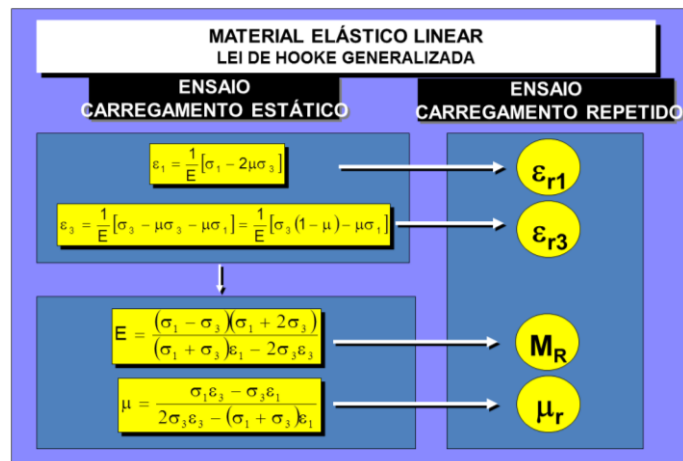
Onde  $\sigma_d$  = tensão desvio variável ( $\text{kN/m}^2$ )

$\sigma_1$  = tensão principal maior ( $\text{kN/m}^2$ )

$\sigma_3$  = tensão principal menor ( $\text{kN/m}^2$ )

Através da Lei de Hooke Generalizada apresentada na Figura 142, pode-se obter os deslocamentos que ocorrem em estruturas, conhecendo-se o coeficiente de Poisson ( $\mu$ ), as tensões principais maior e menor e o Módulo de Elasticidade. No ensaio de módulo de resiliência submete-se o corpo-de-prova de solo a um sistema de carregamento onde se conhece as tensões principais e o coeficiente de Poisson, logo, obtém-se o módulo de resiliência.

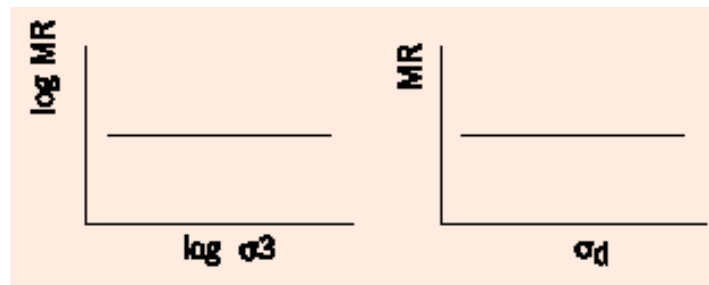
Figura 142 - Lei de Hooke Generalizada



A principal variação entre os diversos tipos de materiais normalmente empregados em pavimentos está no comportamento mecânico quando submetidos a solicitações do tráfego, essa variação pode ser constatada nos valores de módulo de resiliência em função das tensões.

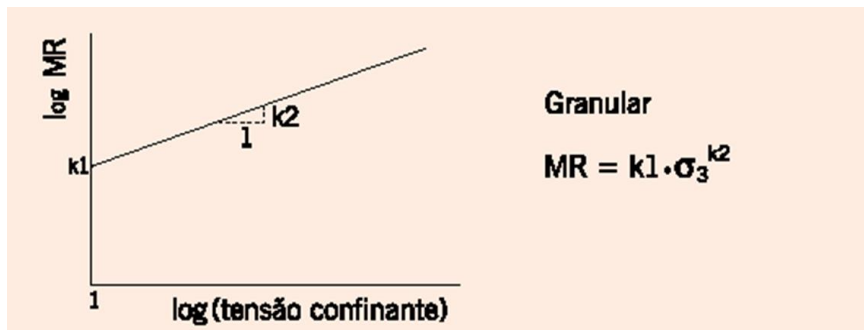
Para materiais cimentados o valor do módulo de resiliência não depende da variação das tensões; tende a ser constante. (Figura 143)

Figura 143 - Módulo de resiliência constante para materiais cimentados



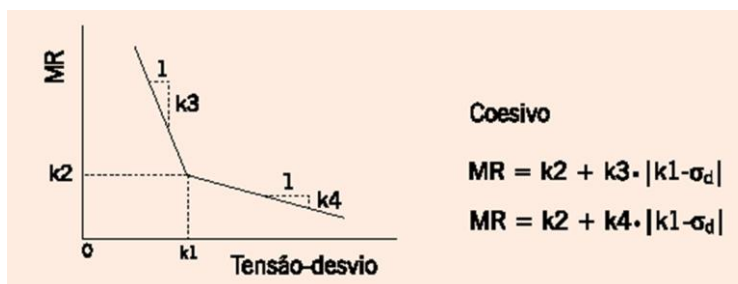
Materiais granulares o módulo de resiliência depende principalmente da variação da tensão de confinamento. (Figura 144)

Figura 144 - Módulo de resiliência de materiais granulares



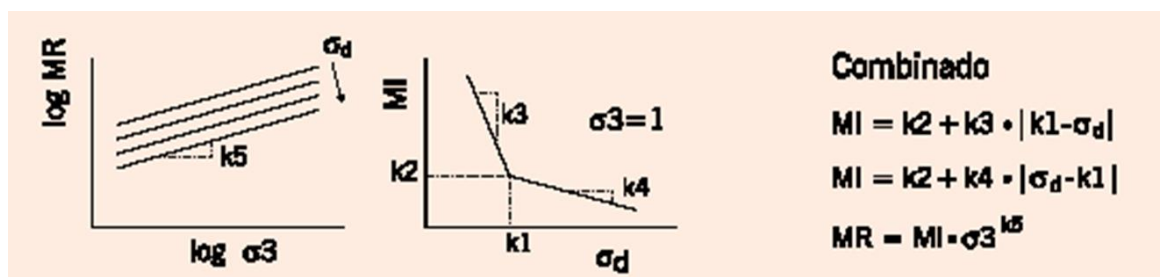
Solos coesivos apresentam valores de módulo de resiliência dependente principalmente da variação da tensão-desvio, o esquema ilustrativo dessa variação pode ser observado na Figura 145.

Figura 145 - Esquema da variação do módulo de resiliência de solos coesivos



Para materiais granulares e coesivos, materiais bastante empregados em camadas de pavimento, o valor do módulo de resiliência depende da variação da tensão-desvio e do confinamento, pelo fato do módulo de resiliência variar em função de duas tensões a forma de apresentação é combinada. Mostra-se na Figura 146 a forma usual de apresentação dos resultados.

Figura 146 - Representação do módulo de resiliência para solos granulares coesivos



Tem-se ainda a determinação do valor do módulo de resiliência denominado de modelo composto proposto por Macêdo (1996), Equação 18.

$$MR = k_1 \cdot s_3^{k_2} \cdot s_d^{k_3} \quad (18)$$

Onde :  $K_1$ ,  $K_2$  e  $K_3$  são parâmetro extraídos do ensaio

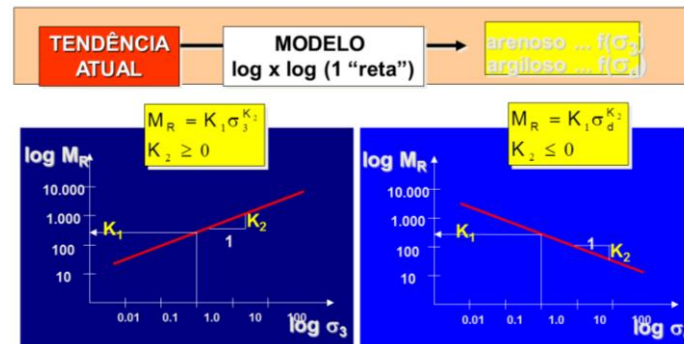
Outro modelo também bastante utilizado é o octaédrico, equação 19

$$MR = k_1 \cdot s_3^{k_2} \cdot s_d^{k_3} \cdot \theta^{k_4} \quad (19)$$

Onde:  $\theta$  é a somatória das tensões ( $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ )

A tendência atual para representação gráfica dos ensaios de módulo de resiliência para materiais granulares coesivos e com emprego de gráficos di-log, sendo para materiais mais arenosos o módulo de resiliência em função do  $\sigma_3$  e para materiais mais argilosos em função de  $\sigma_d$ . (Figura 147)

Figura 147 - Esquema di-log para materiais granulares coesivos



O módulo de resiliência, em laboratório, é definido no ensaio triaxial de cargas repetidas, pela Equação 20 e 21

$$Mr = \frac{\sigma d}{\varepsilon r} \quad (20)$$

$$\varepsilon r = \frac{\Delta h}{H} \quad (21)$$

Onde:

- $Mr$  = módulo de resiliência (MPa)
- $\sigma d$  = tensão desvio aplicada repetidamente (N)
- $\varepsilon r$  = deformação específica resiliente
- $\Delta h$  = deformação resiliente recuperável (mm)
- $H$  = altura inicial do corpo-de-prova (mm).

#### 5.1.2 - Deformação permanente de solos

Devido a solicitação do tráfego as camadas constituintes do pavimento estão sujeitas a tensões. Dependendo das espessuras e da resistência dessas camadas, essas tensões podem ocasionar deformações plásticas permanentes com magnitudes indesejáveis comprometendo a integridade da estrutura do pavimento.

A norma do DNIT 189/2018 - IE - Pavimentação - Solos - Determinação da deformação permanente - Instrução de ensaio, especifica os procedimentos para a determinação da deformação permanente de solos, brita graduada e materiais não estabilizados quimicamente, com características que simulam as condições físicas e os estados de tensões que estes materiais estarão submetidos nas camadas do pavimento.

O ensaio assemelha-se ao ensaio de módulo de resiliência, a norma recomenda diâmetro máximo do agregado inferior a  $\frac{1}{4}$ " do diâmetro do corpo de prova, no caso de corpos de prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, o agregado máximo é de 25 mm. Para a realização do ensaio a norma recomenda a confecção em laboratório de nove corpos de prova idênticos, sendo cada um submetido a um determinado par de tensões ( $\sigma_d$  e  $\sigma_3$ ) conforme Tabela 36.

Tabela 36 - Estados de tensões indicados para determinação da deformação permanente

| $\sigma_d$ (KPa) | $\sigma_3$ (KPa) | $\sigma_1/\sigma_3$ |
|------------------|------------------|---------------------|
| 40               | 40               | 2                   |
|                  | 80               | 3                   |
|                  | 120              | 4                   |
| 80               | 80               | 2                   |
|                  | 160              | 3                   |
|                  | 240              | 4                   |
| 120              | 120              | 2                   |
|                  | 240              | 3                   |
|                  | 360              | 4                   |

Após um condicionamento de 50 ciclos com tensões de  $\sigma_3$  e  $\sigma_d$  de 50 kPa em cada corpo de prova a ser testado, submeter os corpos de prova a um número de ciclos, preferencialmente de 150.000. Podendo ser inferior caso o corpo de prova apresente deformações elevadas.

Recomenda-se que sejam efetuados registros das deformações permanentes sofridas para os seguintes ciclos: 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 200, ....1000, 2000, .....10.000, 11000, 50000, 55000, .....75000, 100000, 110000 .... 160000..... Para uma frequência de ensaio de 1 Hz A duração do ensaio é cerca de 42 h por corpo de prova A norma recomenda frequências maiores de até 5 Hz.

Com as deformações permanentes determinam-se a deformação específica plástica (ou permanente) acumulada, equação 22.

$$\varepsilon_p = \frac{\delta_p}{H_0} \quad 22$$

Onde:  $\varepsilon_p$  = deformação específica plástica (ou permanente) acumulada

$\delta_p$  = deslocamento plástico ou permanente acumulado (mm)

$H_0$  = altura referência do medidor de deslocamento (LVDT) descontando o deslocamento plástico acumulado correspondente ao número de ciclos anterior (mm). A altura  $H_0$  refere-se à deformação permanente ocasionada entre duas leituras consecutivas.

O modelo de deformação permanente (equação 23) apresentado a seguir é o modelo proposto por Guimarães (2009) na sua tese de doutorado apresentada na UFRJ(2009). A expressão a seguir é a representação do modelo e foi obtida após a análise dos resultados de ensaios de deformação permanente feitos em equipamentos triaxiais de cargas repetidas. É uma ferramenta matemática que descreve o comportamento observado nos ensaios triaxiais de laboratório.

$$\varepsilon_p = \psi \left( \frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\psi_2} * \left( \frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\psi_3} * N^{\psi_4} \quad (23)$$

Onde:  $\varepsilon_p$  = deformação específica plástica (ou permanente) acumulada (%)

$\sigma_3$  = tensão de confinamento

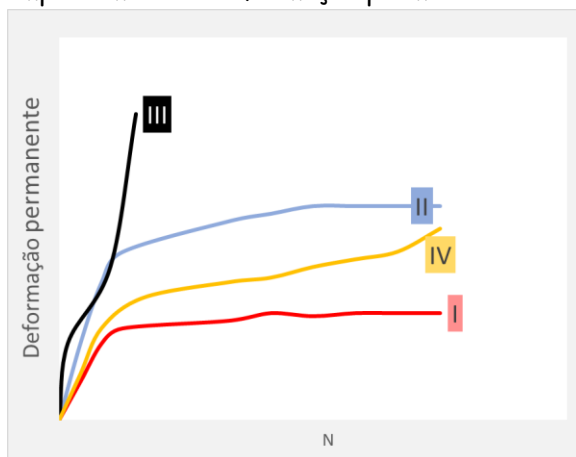
$\sigma_d$  = tensão desvio

$\psi_1 \ \psi_2 \ \psi_3 \ \psi_4$  = parâmetros de regressão obtido com a técnica de regressão não linear múltipla

$N$  = número de ciclos de aplicação de carga

Na Figura 148 estão apresentados os tipos de modelos de comportamento à deformação permanente de vários materiais ou de um mesmo material a vários níveis de solicitação de carga cíclica.

Figura 148 - Modelos de comportamento à deformação permanente de solos



(Lima et.all 2020)

Tipo I - Acomodamento plástico (ou shakedown) - tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento, para poucos ciclos, para um determinado nível de tensão vertical e horizontal;

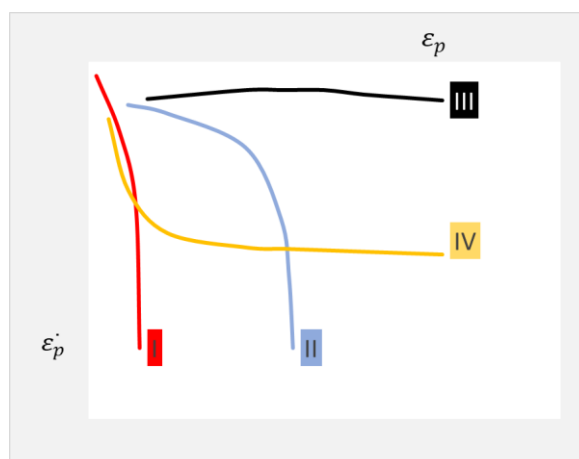
Tipo II - Acomodamento plástico (ou shakedown) - tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento, porém com um valor alto de deslocamento permanente acumulado antes do acomodamento, para um determinado nível de tensões vertical e horizontal;

Tipo III - O material não se acomoda, continuando a acumular deformação permanente com o aumento do número de ciclos e,

Tipo IV - Colapso incremental - O material apresenta ruptura a baixos números de repetições de ciclos de carga.

Para avaliação do acomodamento, de forma matemática, faz-se necessário a análise dos resultados dos ensaios utilizando um gráfico semelhante ao indicado na Figura 149, tem-se no eixo das abcissas a deformação permanente acumulada e no eixo das ordenadas a taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada. Considera-se que foi atingida a acomodação quando os resultados ficam paralelos ao eixo das ordenadas após certo número de ciclos.

Figura 149 - Modelos de comportamento a deformação permanente de solos - Análise do acomodamento (shakedown)



(Lima et.all 2020)

Lima et all (2020) utilizaram os valores de deformação permanente (Figura 108) multiplicados por 1000 em ambos os eixos, sendo a taxa de acréscimo de DP (eixo das ordenadas) foi determinada conforme equação 24.

$$\dot{\epsilon}_p = \frac{\epsilon_p}{N} 10^{-3} \quad 24$$

Na norma do DNIT 179/2018, traz observações quanto ao comportamento estrutural à deformação permanente dos materiais empregados em camadas do pavimento (

Tabela 37) associados aos modelos apresentados na Figura 149.

Tabela 37 -comportamentos estruturais associados aos modelos

| Modelos  | Comportamento à deformação permanente                                       |
|----------|-----------------------------------------------------------------------------|
| I        | Acomodamento plástico, não haverá problemas de afundamento no pavimento     |
| II       | Significativas deformações iniciais seguido de acomodamento plástico        |
| III e IV | Escoamento plástico e consequente contribuição para deformação no pavimento |

## 5.2 - Mistura asfáltica

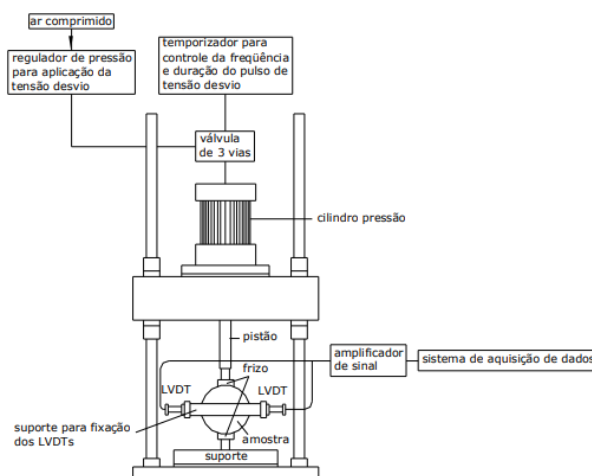
### 5.2.1 - Módulo de resiliência de misturas asfálticas

Da mesma forma que se procura avaliar o desempenho dos materiais de base e sub-base, também se procura a avaliar o desempenho das misturas asfálticas, entretanto, como esse material não trabalha confinado não se necessita de câmara triaxial.

Conforme preconiza a norma DNIT 134/2018-ME - Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio, O ensaio é conduzido em corpo de prova com dimensões de 4" de diâmetro e 6.35 mm de altura obtidos de duas formas: tipo Marshall ou oriundos do compactador giratório, diametralmente disposto, assentado sobre dois frisos (Figura 150). Os LVDTs (dispositivos de medição de deslocamentos) são acoplados no corpo de prova perpendicular a aplicação da carga. Na mesma figura é apresentado um desenho esquemático da prensa de ensaio de módulo de resiliência para misturas asfálticas.

O deslocamento sofrido pelo corpo de prova devido a ação da carga repetida é diametralmente perpendicular a ação da carga. Trata-se de um procedimento desenvolvido no Brasil, conhecido como ensaio Lobo Carneiro.

Figura 150 Esquema ilustrativo da prensa de ensaio de módulo de resiliência de misturas asfálticas



NORMA DNIT 135/2018 - ME

A realização do ensaio consiste na aplicação de cargas cíclicas com frequência de 1 Hz, sendo o tempo de aplicação da carga de 0,1 s e tempo de repouso de 0,9 s. Na Figura 151 é apresentada esquematicamente o tempo de duração da aplicação da carga e o deslocamento sofrido pelo corpo de prova. A forma da onda da aplicação da carga deve, necessariamente, ser senoidal (Figura 152).

O ensaio é conduzido a temperatura de 25 °C e a intensidade da carga de ensaio é norteadada pelo ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT). A carga deve ser a menor possível de forma a sensibilizar os LVTDs. Tem-se praticado valores de carga na ordem de 15% do valor de RT.

Figura 151 -Duração dos tempos de aplicação da carga

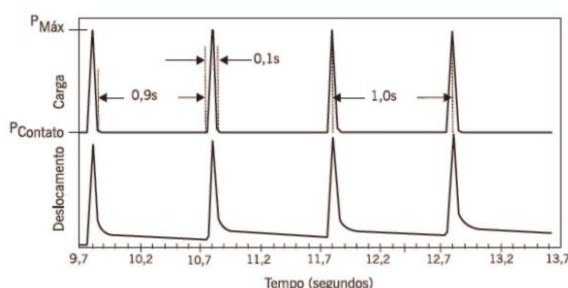
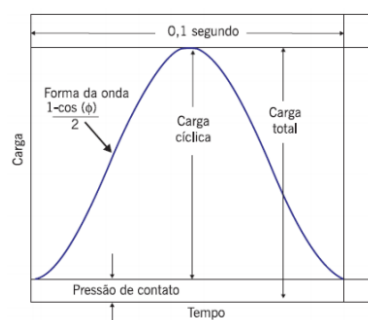


Figura 152 - forma da onda da aplicação da carga



O valor de módulo de resiliência é determinado com a equação 25.

$$MR = \frac{P}{\Delta H * t} * (0,2692 + 0,9976\mu) \quad (25)$$

Onde; MR = módulo de resiliência (MPa)

$\Delta H$  = deslocamento horizontal (elástico ou resiliente), na interseção das duas tangentes, (mm);

t = espessura do corpo de prova (mm)

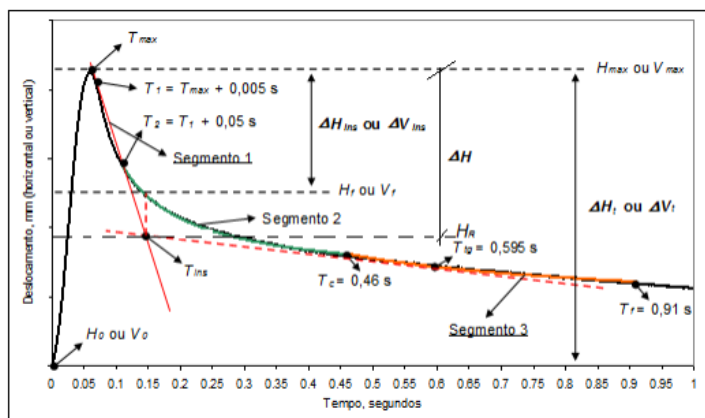
P = carga cíclica aplicada (N)

$\mu$  = coeficiente de Poisson adotado de literatura

Na norma DNIT 134/2018-ME, apresenta o procedimento de ensaio para obtenção do coeficiente de Poisson. Neste caso, é necessário a medição do deslocamento vertical sofrido pelo corpo de prova, podendo ser de 1 vez o diâmetro do corpo de prova,  $\frac{1}{2}$  ou ainda  $\frac{1}{4}$  do diâmetro. É imprescindível medir os deslocamentos verticais ocasionados pela aplicação da carga. LVDTs são instalados (colados) nas faces do corpo de prova, com direção de leitura vertical, de forma que distem um do outro  $\frac{1}{2}$  ou  $\frac{1}{4}$  do diâmetro em relação a geratriz do eixo do corpo de prova. No caso do deslocamento de uma vez o diâmetro, LVDTs são instalados no suporte do corpo de prova.

Na Figura 153 é apresentada a representação gráfica dos tempos x deslocamentos na aplicação de um ciclo de ensaio do corpo de prova de mistura asfáltica. Registra-se que a parte inicial da curva (ascendente) praticamente acompanha a forma da aplicação da carga cíclica já a segunda parte (descendente), tem-se três segmentos distintos: (i) o primeiro segmento em que a parcela elástica é pronunciada, praticamente, o deslocamento acompanha a trajetória da carga, (ii) o segundo segmento nota-se uma transição entre o comportamento elástico e o viscoelástico e por fim (iii) o terceiro segmento com a parcela viscoelástica evidente.

Figura 153 - - Representação gráfica dos tempos e deslocamentos



### 5.2.2 - Deformação permanente em trilha de roda

Outro ensaio também bastante difundido no meio rodoviário é o ensaio de deformação permanente em trilha de roda. Diversos fatores, tanto isoladamente como em conjunto, contribuem para a formação da deformação permanente em trilha de roda em misturas asfálticas. É difícil estabelecer correlações entre a formulação de misturas asfálticas e a ocorrência da deformação permanente.

Abaixo estão elencados os principais fatores que contribuem para a formação da deformação permanente em trilha de roda:

#### a) Teor de Ligante Asfáltico

O excesso do teor de ligante asfáltico é um dos principais causadores da deformação permanente em trilha de roda em misturas asfálticas. Brousseau et al. (1993) relatam que não existe uma proporcionalidade entre o aumento da deformação permanente em trilha de roda e o aumento do teor de ligante asfáltico, mas afirmam que existem grandes riscos de deformação permanente em trilha de roda com o aumento do teor de ligante asfáltico na mistura. O aumento da deformação nestes casos advém do aumento da espessura do filme asfáltico ao entorno de agregados, interferindo na resistência ao cisalhamento resultante do atrito entre grãos, pois aumenta a mobilidade entre eles, lubrificando mais intensamente os contatos.

#### b) Tipo de Ligante asfáltico

O emprego de ligante asfáltico convencional mais consistente ou mesmo modificado por polímero ou por borracha pode reduzir substancialmente a deformação permanente devido à fluência. Os parâmetros de ensaios de ligantes asfálticos como: penetração e ponto de amolecimento anel e bola - PA e, por conseguinte, o índice de susceptibilidade térmica são indicativos da propensão do ligante asfáltico contribuir para a formação de deformação permanente em trilha de roda ocasionada por fluência (GRIMAUX et al. 1977). Porém, é mais relevante a caracterização do ligante por ensaios reológicos que melhor darão uma previsão de comportamento. É necessário, no entanto, reafirmar que os ensaios de ligante, mesmo os reológicos previstos pelo SHRP, não são suficientes para prever comportamento face a deformação permanente em trilha de roda da mistura e não substituem os ensaios com a mistura asfáltica. No Brasil ficou evidenciada a importância dos ligantes asfálticos modificados por polímero (como SBS, EVA etc.) e modificados por borracha, nas propriedades de deformação permanente em trilha de roda em simulador de tráfego de laboratório, como demonstrado em pesquisa da USP para o CENPES-PETROBRAS (Bernucci et al., 2002).

#### c) Temperatura

Outro fator que está associado ao tipo de ligante asfáltico é a temperatura de trabalho da mistura asfáltica. As misturas asfálticas herdam características viscosas dos ligantes asfálticos que, dependendo do tipo de ligante asfáltico, apresentam-se mais ou menos susceptíveis à temperatura.

#### d) Distribuição Granulométrica

A distribuição granulométrica em misturas asfálticas é responsável pelo embricamento ou entrosamento dos agregados, de maneira que os agregados menores ocupem os vazios deixados pelos agregados maiores (MOMM, 1998). Nesse trabalho, Momm demonstra a importância do diâmetro máximo dos concretos asfálticos e a função importante do entrosamento das partículas que pode ser verificada em parte pela forma da curva granulométrica.

Brosseau et al. (1993) estudaram o efeito de alguns componentes nas misturas asfálticas que interferem nos aprofundamentos:

- a redução da fração areia natural implica diretamente na redução da deformação permanente em trilha de roda em misturas asfálticas;
- a utilização de agregados britados, ao invés de seixos naturais, melhora sistematicamente a resistência à deformação permanente; e,
- a introdução de uma descontinuidade na distribuição granulométrica pode ocasionar instabilidade quanto à deformação permanente se não for estudada em detalhes.

#### e) Outros Fatores

Outros fatores, não de menor importância, mas que se muito pronunciados, podem contribuir para a formação da deformação permanente em trilha de roda em misturas asfálticas são: a aspereza da superfície do agregado, a tensão superficial no contato ligante asfáltico/agregado, composição química do ligante e do agregado, porosidade superficial do agregado, forma do agregado, limpeza do agregado, umidade do agregado, temperatura e tempo de usinagem (TERREL e AL-SWAILMI, 1993).

Pinilla (1965) aborda o tipo de superfície do agregado como relevante na aderência do ligante asfáltico à superfície do agregado. Considera também, embora com menos importância, as características químicas e geológicas do agregado, a presença de pó na superfície do agregado e a presença de água na superfície do agregado.

### 5.2.3 - Fadiga de misturas asfálticas

Devido a magnitude das cargas dos veículos, as propriedades mecânicas traduzidas pelo módulo de resiliência dos materiais e das espessuras praticadas na construção dos pavimentos, é de conhecimento que estruturas de pavimentos não rompem por esforços de cisalhamento.

Entretanto, a carga cíclica propicia a falha não só de revestimento asfáltico como também das camadas subjacentes do pavimento. Certamente, as camadas de base, sub-base e reforço do subleito estão sujeitas a menor ocorrência desse tipo de falha.

Revestimentos asfálticos com espessuras acima de 4 cm apresentam a linha neutra de tensões, em que a seção superior está sob ação de tensão de compressão e a inferior sob tensão de tração. Devido as características do arcaço pétreo da mistura asfáltica, esse tipo de material oferece boa resistência à compressão, face a magnitude da carga aplicada. Já o quesito resistência a tração, esse tipo de material oferece baixa resistência, assim, tem-se monitorado somente a resistência à tração desse material.

A norma DNIT 183/2018 - ME - Pavimentação asfáltica - Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada - Método de ensaio, apresenta os procedimentos para a obtenção da curva de fadiga de misturas asfálticas por tensão controlada.

Os corpos de prova utilizados no ensaio são tipo Marshall que podem ser obtidos diretamente com a moldagem Marshall e/ou da moldagem com o compactador giratório Superpave de 4" de diâmetro.

Um conjunto de 12 corpos de prova, com mesma dimensão (altura) e com variação inferior a 0,5% no volume de vazios. Após um período de cura em temperatura ambiente entre 1 semana e 30 dias, romper 3 corpos de prova, escolhido aleatoriamente, no ensaio resistência à tração por compressão diametral. A média da resistência à tração norteará os 4 níveis de tensões para a realização do ensaio, entre 5% e 30%, como sugestão: 7,5%, 10% 20% e 30%. Para cada nível de tensão deverão ser ensaiados 3 corpos de prova.

Para a realização do ensaio o corpo de prova é posicionado diametralmente no suporte entre dois frisos, de forma que a aplicação da carga cíclica é transmitida ao corpo de prova pelos frisos. Os deslocamentos são obtidos por dois LVDTs instalados no diâmetro do corpo de prova perpendicular à direção da aplicação da carga. Inicialmente, são aplicados 60 ciclos a frequência de 1 Hz, sendo 0,1 s com carga e 0,9 s sem carga. Após o registro desses 60 ciclos, o ensaio é paralisado e remove-se os LVDTs do corpo de prova em seguida reinicia-se o ensaio (com o mesmo nível de tensão) até a ruptura<sup>13</sup> do corpo de prova.

<sup>13</sup> Considera-se ruptura do corpo de prova com a separação do corpo de prova em duas ou mais partes.

Com os registros efetuados inicialmente, determina-se as deformações resilientes, um dos parâmetros para a determinação da vida de fadiga. Figura 154 é apresentado um ensaio de fadiga de mistura asfáltica extraído da norma DNIT 183/2018 - ME. Registra-se que na figura é apresentado somente um corpo de prova por nível de tensão.

Figura 154 - Ensaio de Fadiga por Compressão Diametral de Misturas Asfálticas - (DNIT 183/2018 - ME)

| Registro<br>leitura do cp | Espessura | Diâmetro | Tensão | carga | Pressão<br>manométrica | Módulo de<br>Resiliência | Deformação<br>específica | Diferença de<br>tensões | N. de<br>ciclos |
|---------------------------|-----------|----------|--------|-------|------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------|-----------------|
| (n)                       | (cm)      | (cm)     | (%)    | (kgf) | (kgf/cm <sup>2</sup> ) | (MPa)                    | ( - )                    | (MPa)                   | (N)             |
| 11925                     | 6,25      | 10,0     | 7,5    | 127,8 | 1,21                   | 11580                    | 0,000011                 | 0,51                    | 412320          |
| 11928                     | 6,25      | 10,0     | 15     | 255,4 | 2,33                   | 11580                    | 0,000022                 | 102                     | 85650           |
| 11931                     | 6,25      | 10,0     | 20     | 341,0 | 3,08                   | 11580                    | 0,0000294                | 1,36                    | 25550           |
| 11934                     | 6,25      | 10,0     | 30     | 517,2 | 4,63                   | 11580                    | 0,000044                 | 2,04                    | 5110            |
| 11937                     | 6,25      | 10,0     | 40     | 679,9 | 6,06                   | 11580                    | 0,0000587                | 2,72                    | 1471            |

Na Figura 155 e na Figura 156 estão apresentados os gráficos de vida de fadiga em função das diferenças de tensões e deformação específica resiliente, respectivamente.

Figura 155- Vida de fadiga x diferença de tensões (MPa)

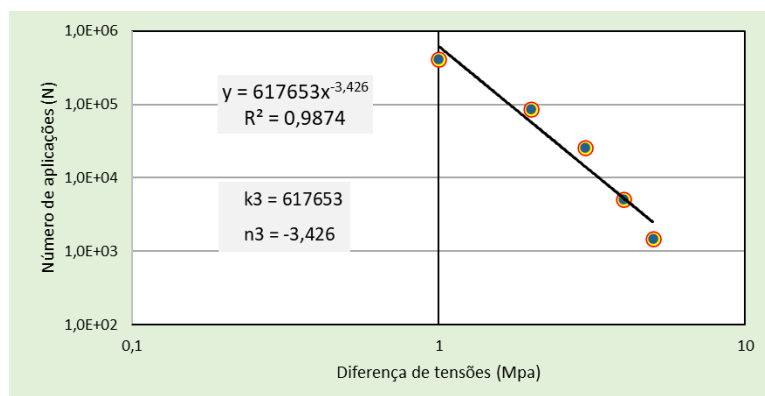
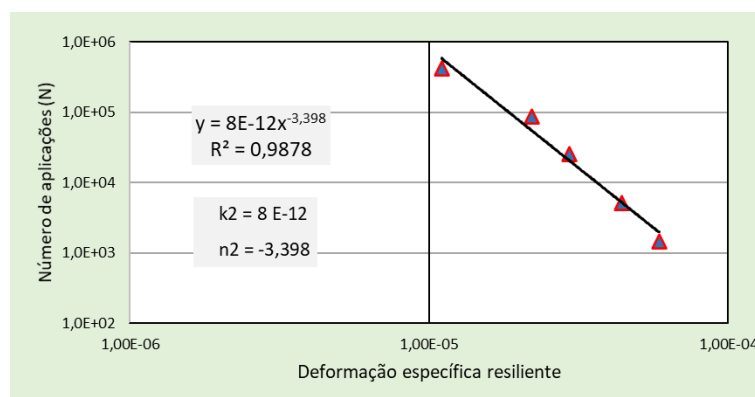


Figura 156 - Vida de fadiga x deformação específica resiliente



Plotando-se gráficos semelhantes aos apresentados nas Figura 155 e Figura 156 com o número de ciclos (N) em função da: tensão de tração aplicada e resistência à ruptura estática do material obtêm-se os parâmetros  $k_1$ ,  $n_1$  e  $k_4$ ,  $n_4$  respectivamente.

### 5.2.3 - Modelos reológicos

Huang (1993) apresenta as formas de se caracterizar o comportamento viscoelástico dos materiais por meio de ensaios de creep e modelos mecânicos, também denominados de modelos reológicos.

Os modelos reológicos de previsão de desempenho de pavimentos são ferramentas tecnológicas de grande importância para a análise econômica de investimentos em rodovias, pois apontam tanto para verificação de compatibilidade estrutural dos materiais em projeto, como também para determinar estratégias de manutenção e reabilitação, além de prever o desempenho da rodovia sob o ponto de vista funcional e/ou estrutural.

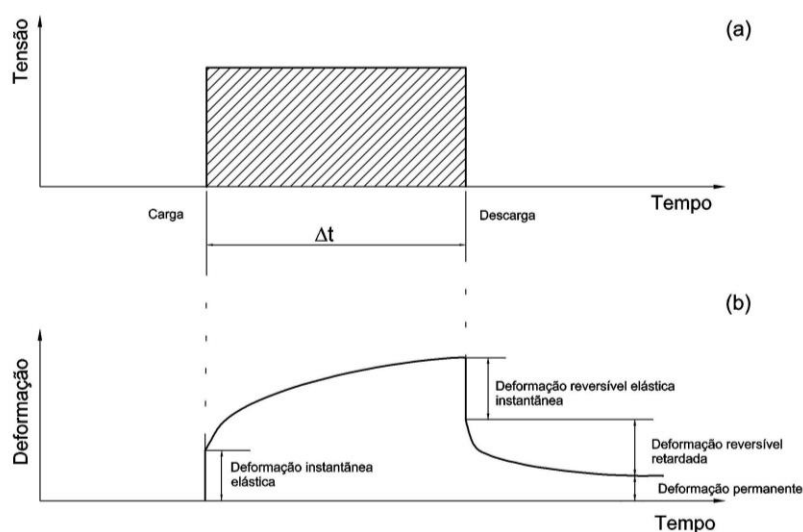
Os modelos reológicos para previsão de desempenho de estruturas de pavimentos têm como base o estado de tensão e de deformação. Entretanto, é sabido que cada modelo reológico deve ser particularizado para o tipo de estrutura, os tipos de materiais empregados e as condições climáticas.

A principal dificuldade em empregar esses modelos para a previsão do comportamento de materiais asfálticos está em ajustá-los às características mecânicas reais das misturas, cuja resposta é função da temperatura e ao tempo de atuação da carga submetida.

Quando uma mistura asfáltica é submetida a um ensaio com carregamento uniaxial estático (ensaio de creep), em que se mantém uma carga por um determinado período e em seguida essa carga é retirada, pode-se verificar a ocorrência de uma deformação instantânea elástica seguida por uma deformação gradual com o tempo. Essa última é função da característica viscosa do material, que cessa com a retirada da carga. Apresenta-se na Figura 80 a relação de tensão e deformação em função do tempo que caracteriza comportamento mecânico de misturas asfálticas (DRESCHER et al. 1993).

A área hachurada da Figura 157a mostra-se esquematicamente o histórico de carregamento/descarregamento que ocasionou a deformação instantânea elástica e a deformação gradual com o tempo. Na Figura 157b mostram-se as parcelas de deformação com tempo, de forma que depois de cessado o carregamento, pode-se obter três tipos de deformações: (i) reversível elástica instantânea, (ii) reversível retardada, e (iii) permanente, caracterizando um material de comportamento viscoelástico recuperável, a parte irrecuperável é plástica.

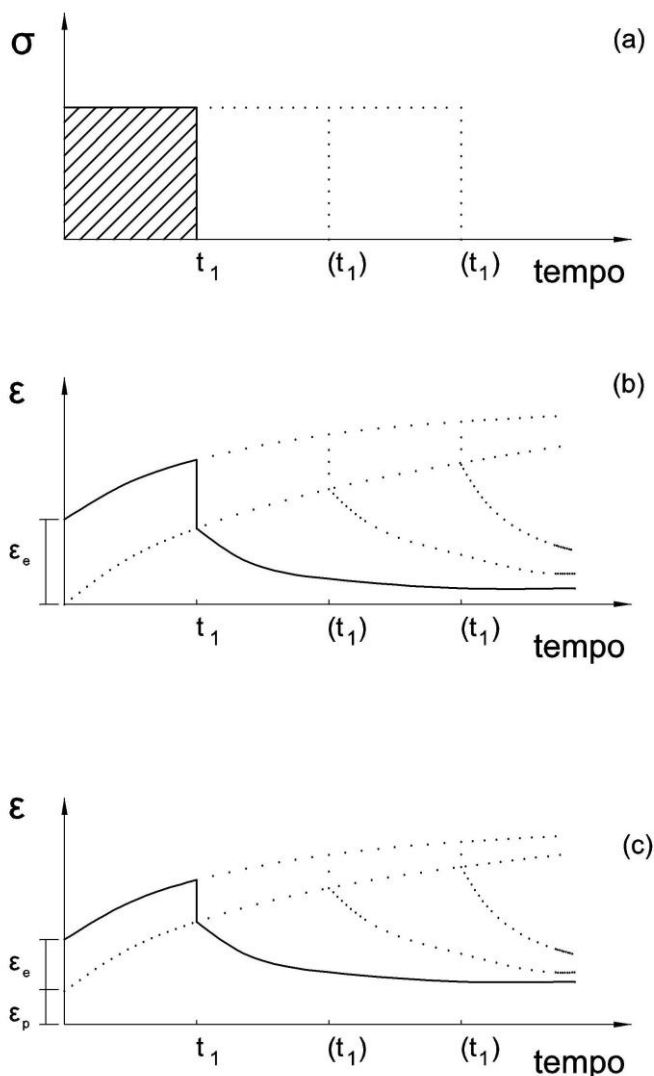
Figura 157 - Resposta viscoelástica de um ligante asfáltico submetido ao ensaio de creep, uniaxial estático (DRESCHER et al., 1993)



As deformações geradas pela parcela elástica são totalmente recuperáveis e independentes do tempo de aplicação de carga, assim, nos ciclos de carregamento/descarregamento não são geradas deformações permanentes. Já para as deformações geradas pela parte viscosa do material, tem-se duas parcelas, uma de deformação recuperável, que é dependente do tempo de carregamento, e que por conseguinte está associada à parcela viscosa do material, e outra parcela irrecuperável, também denominada de deformação plástica (permanente), sendo essa última independente do tempo de aplicação da carga, mas dependente da taxa de carregamento/descarregamento (DRESCHER et al. 1993; Huang, 2004).

Drescher et al. (1993) mencionam que toda descrição de comportamento viscoelástico não-linear prevê a diminuição das diferenças entre as deformações ocorridas durante o carregamento (*creep strain*) e as deformações recuperáveis, quanto o tempo até o descarregamento é diminuído (ilustrado na Figura 158a). Quando o tempo de carga tende a zero, não existem deformações dependentes do tempo, logo, as deformações são totalmente recuperáveis. Por definição, somente as deformações elásticas podem ser instantâneas em um material viscoelástico. Isso significa que se em um ciclo de carregamento/descarregamento a deformação instantânea não for totalmente

Figura 158 - Ensaio de creep uniaxial estático com; (a) histórico de carregamento/descarregamento com variação no intervalo de carga; (b) resposta de deformação/tempo de um material viscoelástico não- linear e (c) resposta de deformação/tempo de um material viscoelastoplástico (DRESCHER et al., 1993)

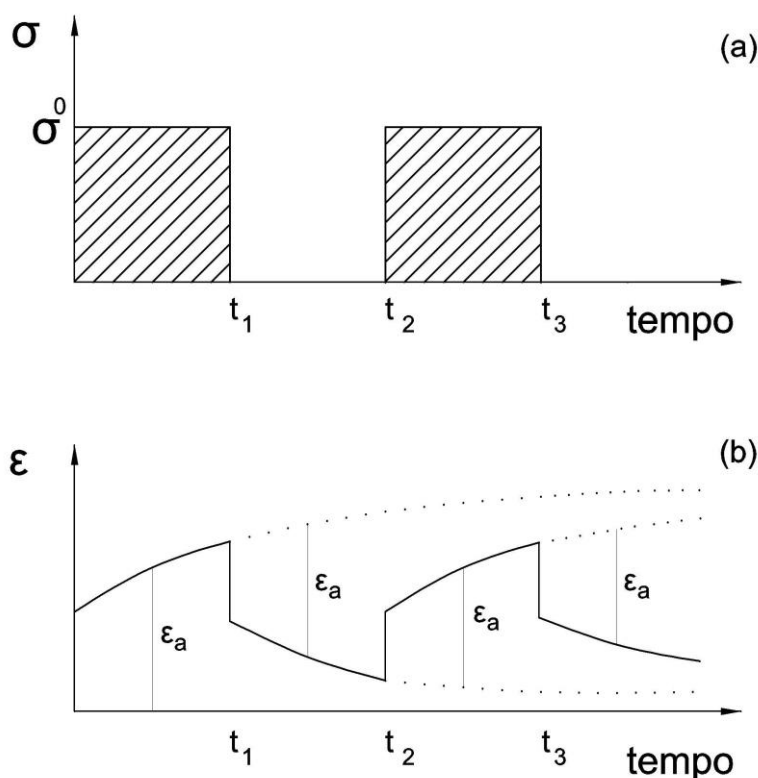


A presença de deformações plásticas pode também ser obtida através da condução de ensaios com carregamento uniaxial estático, com registros das deformações para diversos tempos de carregamento,  $t_1$ . No carregamento verifica-se que a deformação total do material apresenta uma parcela instantânea e outra parcela dependente do tempo e que, após cessada a ação da carga, registra-se a recuperação parcial da deformação. Apresentam-se esquematicamente na Figura 158a as duas respostas, viscoelástica não-linear e viscoelastoplástica, respectivamente. A resposta de um material é considerada viscoelástica não-linear quando a deformação reversível elástica instantânea registrada, quando o tempo  $t_1 = 0$ , for igual à deformação instantânea elástica,  $\epsilon_e$ . A não linearidade está associada à viscoelasticidade dependente do tempo de aplicação da carga - Figura 158b. Caso as deformações reversíveis elásticas instantâneas sejam

menores, a resposta do material é considerada viscoelastoplástico; nesse caso, registra-se deformações plásticas  $\varepsilon_p$  ilustradas na Figura 158c.

A presença da parcela viscoelastoplástica pode também ser observada em casos de ensaios de creep realizados com várias aplicações de carga. Após sucessivos ciclos de carga e descarga de duração finita, se as deformações instantâneas no descarregamento forem constantes e inferiores à deformação na recarga, pode-se afirmar que se trata de deformações plásticas que vão se acumulando com a sucessiva aplicação dos ciclos de carga (Figura 159) (Drescher et al., 1993).

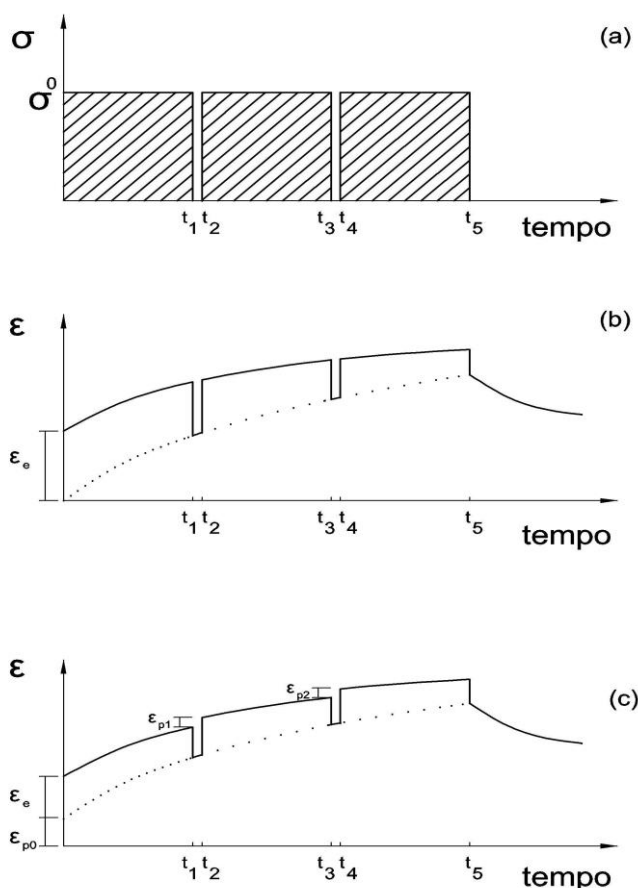
Figura 159 - Ensaio de deformação de creep cíclico; (a) histórico de carga/descarga repetida com tempo de intervalo finito e (b) resposta da deformação pelo tempo de um material de comportamento viscoelástico linear (DRESCHER et al., 1993)



Na Figura 160a, tem-se esquematicamente o histórico de carregamento/ descarregamento onde os intervalos de descarregamento são muito curtos.

Na Figura 160b, percebe-se que a deformação instantânea elástica (carregamento) e a deformação recuperável elástica (descarregamento) são iguais, porém, com valores diferentes de um ciclo para o outro, ilustrando um comportamento viscoelástico não-linear. Para o caso ilustrado na Figura 160c, onde a deformação instantânea elástica difere da recuperável elástica para um mesmo ciclo, tem-se um comportamento característico de material viscoelastoplástico.

Figura 160 - Ensaio de deformação de creep cíclico (a) histórico de carga/descarga repetida com tempo de intervalo finito; (b) resposta da deformação pelo tempo de um material de comportamento viscoelástico não linear, e (c) resposta da deformação pelo tempo de um material viscoelastoplástico (DRESCHER et al., 1993)



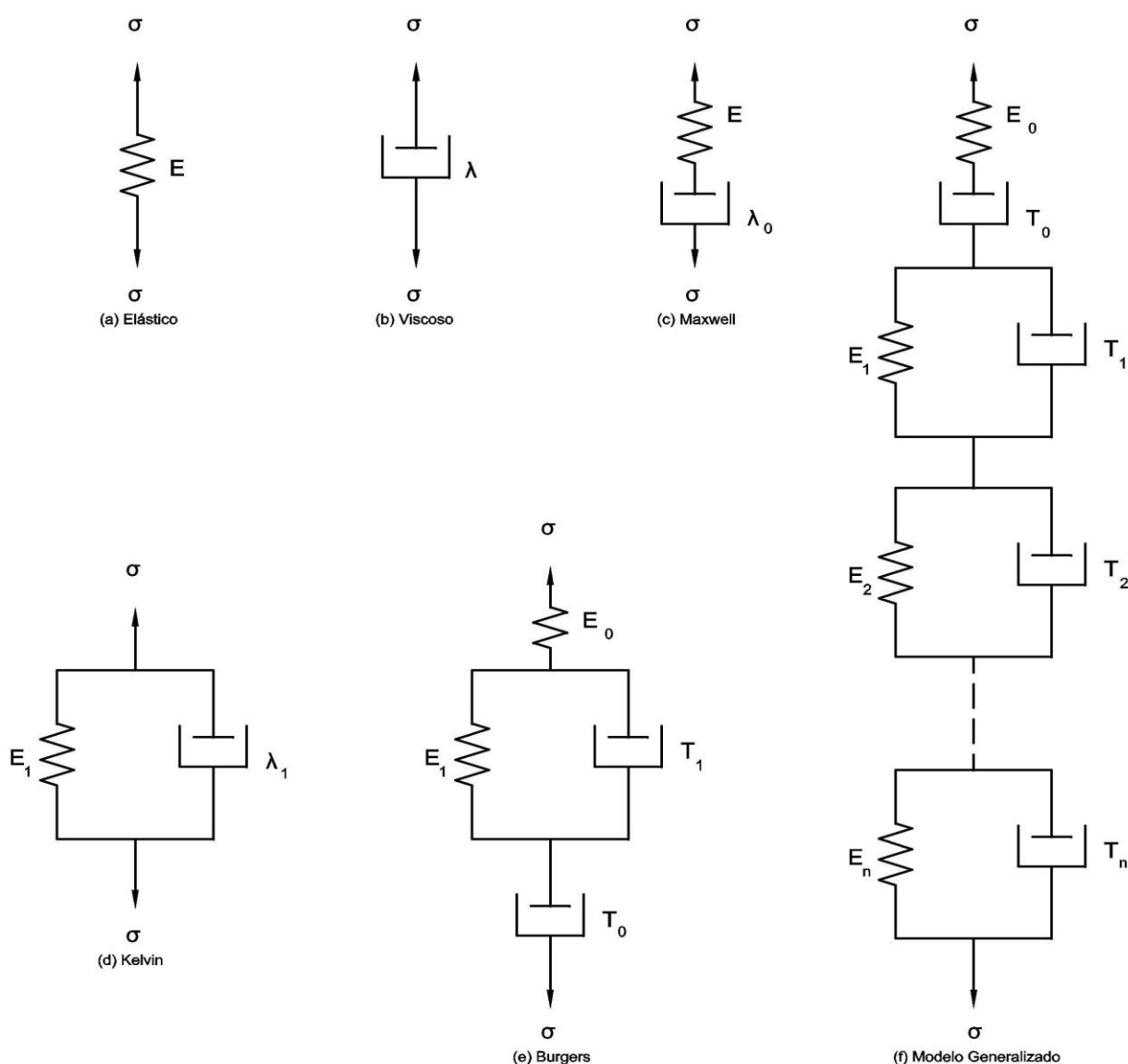
A modelagem matemática do comportamento das misturas asfálticas torna-se complexa pelo fato dessas misturas serem compósitos de materiais que apresentam comportamentos mecânicos distintos quando ensaiados isoladamente. Parte da mistura é constituída por ligante asfáltico: devido às suas propriedades termoplásticas, seu comportamento é condicionado pela temperatura e apresentam valores de módulo de rigidez na ordem de 1 MPa a 300 MPa. A rocha que constitui os agregados, por sua vez, apresenta módulo de deformabilidade de cerca de 240 GPa e, dimensões máximas que variam desde 1  $\mu$ m podendo chegar a até 30 mm, (Hopman<sup>14</sup> et al. 1992, apud Freire, 2002). Registra-se ainda que, a rocha é cominuída e composta em frações distintas que forma um arcabouço que apresenta valores de módulo de resiliência na ordem de 250 a 300 Mpa.

<sup>14</sup> Hopman, P.; Pronk, A.; Kunst, P.; Molenaar, A.A.; Molenaar, J., 1992— Application of the Viscoelastic Properties of Asphalt Concrete, Proceedings of the 7th International Conference on Asphalt Pavements, pp. 73-88, Derry and Sons, Ltd, Nottingham

Para facilitar a compreensão do comportamento dos materiais, podem ser utilizados os modelos reológicos, que descrevem as deformações frente às solicitações. Os modelos reológicos considerados por Huang (1993) e abordados nesse trabalho são: de Maxwell, de Kelvin, de Burgers e o modelo generalizado.

Os modelos são formados basicamente por dois elementos: uma mola, que corresponde à parte elástica, e um amortecedor, que corresponde à parte viscosa. Na Figura 161 estão apresentados os modelos reológicos.

Figura 161 - Modelos mecânicos para materiais viscoelásticos (HUANG 1993)



Os materiais elásticos são caracterizados por uma mola, Figura 132a e obedecem a lei de Hooke, em que a deformação é proporcional à tensão - equação 26.

$$\tau = E\varepsilon \quad (26)$$

onde:  $\tau$  = tensão

$E$  = módulo de elasticidade

$\varepsilon$  = deformação

Os materiais com propriedades viscosas são caracterizados por um amortecedor, Figura 84b, e obedecem a lei de Newton, em que a tensão é proporcional a taxa de deformação que o material é submetido (descrito pela equação 27):

$$\sigma = \lambda \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (27)$$

Sob uma tensão constante, pode-se integrar obtendo a equação 28:

$$\varepsilon = \frac{\sigma t}{\lambda} \quad (28)$$

onde:  $\lambda$  = viscosidade

$t$  = tempo

### 5.2.3.1 - Modelo de Maxwell

Esse modelo é a combinação de uma mola e um amortecedor em série, conforme apresentado na Figura 84c. Sob uma tensão constante, a deformação total é a soma das deformações da mola e do amortecedor, conforme descrito na equação 29:

$$\varepsilon = \frac{\tau}{E_0} + \frac{\sigma t}{\lambda_0} = \frac{\tau}{E_0} \left(1 + \frac{t}{T_0}\right) \quad (29)$$

onde:  $T_0 = \lambda_0 / E_0$  = tempo de relaxação<sup>15</sup>

---

<sup>15</sup> Relaxação – diminuição gradual do estado de tensão de um corpo sob deformação constante

O índice 0 é utilizado como identificador do modelo de Maxwell. Se a tensão  $\tau_0$  é aplicada instantaneamente, a deformação na mola também será instantânea,  $\varepsilon = \tau_0/E_0$ . Se a deformação permanece constante, gradualmente ocorre a relaxação da tensão tendendo a zero com o tempo e a equação 30 indica esse comportamento.

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{1}{E_0} * \frac{\partial \tau}{\partial t} + \frac{\tau}{\lambda_0} \quad (30)$$

Com a deformação constante,  $\partial \varepsilon / \partial t = 0$ , ou com a integração da equação 30, tem-se equação 31.

$$\tau = \tau_0 e^{\left(-\frac{t}{T_0}\right)} \quad (31)$$

Da equação 31, quando  $t_f = 0$  implica em  $\tau = \tau_0$ , e para  $t_f = \infty$ , o valor de  $\tau = 0$ . Assumindo  $t_f = T_0$  resulta em  $\tau = 0,368\tau_0$ . Isso implica que o tempo de relaxação  $T_0$  no modelo de Maxwell é o tempo necessário para a deformação reduzir 36,8% da deformação total. Esse modelo é mais conveniente para especificar o tempo de relaxação do que o comportamento viscoso propriamente dito, responsável pela deformação permanente.

No ensaio de deformação de creep estático, devido à ação da carga constante, ocorre a relaxação do material e a determinação de falha por deformação plástica fica prejudicada.

### 5.2.3.2 - Modelo de Kelvin

Esse modelo é a combinação de uma mola e um amortecedor associados em paralelo, conforme apresentado na Figura 84d. No modelo de Kelvin a mola e o amortecedor têm a mesma deformação, entretanto, a tensão total é a soma das tensões na mola e no amortecedor. Utilizando o índice 1, o modelo é descrito na equação 32:

$$\tau = E_1 \varepsilon + \lambda_1 \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (32)$$

Se uma deformação constante é aplicada, a equação 31 resulta na equação 33:

$$\varepsilon = \frac{\tau}{E_1} \left[ 1 - e^{\left(-\frac{t}{T_1}\right)} \right] \quad (33)$$

Dessa equação, tem-se  $T_1 = \lambda_1 / E_1$  = tempo de retardo. Quando  $t_f = 0$ ,  $\tau = 0$  e para  $t_f = \infty$  a deformação assume  $\varepsilon = \tau / E_1$ , ou ainda a mola é totalmente distendida em sua deformação retardada. Agora, quando  $t_f = T_1$ ,  $\varepsilon = 0,632\tau / E_1$ . O tempo de retardo  $T_1$  no modelo de Kelvin é o tempo para alcançar 62,3% da deformação de retardado total. Ou seja, quando é cessada a ação da carga no modelo de Kelvin,  $T_1$  é o tempo necessário para atingir 62,3% da parcela de deformação retardada total.

Observa-se que o modelo de Maxwell baseia-se no tempo de relaxação e o modelo de Kelvin no tempo de retardo, devido ao significado físico dos dois modelos.

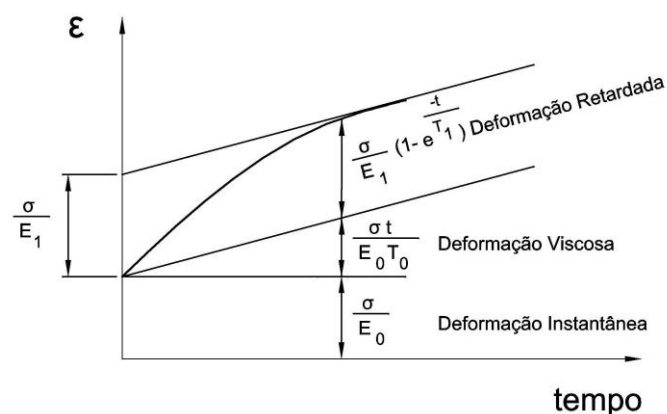
### 5.2.3.3 - Modelo de Burgers

O modelo de Burgers é a combinação dos modelos de Maxwell e Kelvin associados em série, conforme apresentado na Figura 28e. Sob uma tensão constante, as equações 30 e 31 resultam na equação 34:

$$\varepsilon = \frac{\tau}{E_0} \left(1 + \frac{t}{T_0}\right) + \frac{\tau}{E_1} \left[1 - e^{-\frac{t}{T_1}}\right] \quad (34)$$

A deformação total é composta por três partes, uma deformação elástica instantânea, uma deformação viscosa e uma deformação elástica retardada, conforme apresentada na Figura 162.

Figura 162 - As três componentes que compõem a deformação no modelo de Burgers (HUANG, 1993)



Um único modelo de Kelvin não é suficiente para reproduzir o comportamento viscoelástico dos materiais por um longo período em que ocorre a deformação retardada; logo, torna-se necessária a utilização de diversos modelos de Kelvin. O modelo de Burgers, por sua vez, representa melhor a viscoelasticidade dos materiais.

#### 5.2.3.4 - Modelo generalizado

Com esse modelo pode-se caracterizar qualquer material viscoelástico. Na Figura 33f apresenta-se o esquema do modelo generalizado. Sob uma tensão constante a deformação pode ser escrita pela equação 35.

$$\varepsilon = \frac{\tau}{E_0} \left(1 + \frac{t}{T_0}\right) + \sum_{i=1}^n \frac{\tau}{E_i} \left[1 - e^{\left(-\frac{t}{T_i}\right)}\right] \quad (35)$$

Em que  $n$  é o número de modelos de Kelvin. Esse modelo mostra o efeito da duração da carga na resposta do pavimento. Sob um único carregamento, registram-se predominantemente as deformações elásticas retardadas e instantâneas e a deformação viscosa é negligenciada. Entretanto, caso ocorra carregamentos cíclicos no modelo generalizado, a parcela viscosa torna-se evidente resultando no surgimento da deformação permanente.

Os modelos reológicos procuram através de formulações matemáticas quantificar as parcelas viscoelásticas e viscoelástico plásticas das misturas asfálticas. O modelo de Maxwell apresenta a propriedade de relaxação dos materiais betuminosos, já o modelo de Kelvin mostra o tempo de retardo que é necessário para atingir uma parcela correspondente à deformação retardada total do material que é associada à deformação plástica. A soma em série desses dois modelos é o modelo de Burgers, que é aquele que melhor reproduz o comportamento das misturas asfálticas devido à soma das características físicas dos dois modelos. Por fim, comenta Huang (1993) que devido à característica cíclica do tráfego, deve-se utilizar um modelo de Maxwell associado em série a vários modelos de Kelvin também em série.

Os dados de entrada dos modelos reológicos são o módulo de elasticidade ( $E$ ) que difere do módulo de resiliência devido ao tempo de carregamento na realização do ensaio, a tensão ( $\tau$ ) que a camada de rolamento será submetida, o tempo ( $\tau$ ) de carregamento que a camada está sujeita pela ação do tráfego e a viscosidade ( $\lambda$ ) que é uma propriedade do ligante asfáltico. Embora o teor de ligante nas misturas asfálticas seja próximo de 5%, esse valor é suficiente para imprimir à mistura características correlatas à sua propriedade viscosa.

Nos modelos reológicos aplicados em misturas asfálticas, torna-se difícil quantificar o efeito da distribuição granulométrica, das variações no teor de ligante asfáltico, e também da variação da temperatura a que as misturas asfálticas estão sujeitas em vida de serviço. Outra limitação dos modelos reológicos está em associar o resultado da parcela de deformação plástica com o desempenho em campo quanto à ocorrência da deformação permanente.

#### 5.2.4 - Ensaios para medida de deformação permanente em laboratório

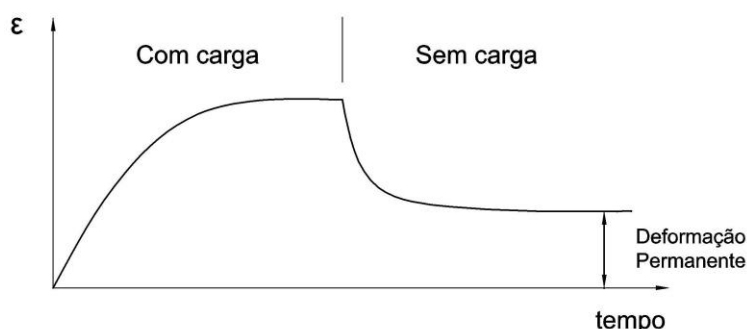
Devido aos numerosos fatores que intervêm no fenômeno da deformação permanente e às variações destes fatores, há dificuldades de modelagem da deformação permanente que reproduza as verdadeiras ocorrências que teriam em campo. A complexidade destes materiais faz com que os afundamentos em misturas asfálticas sejam ainda determinados ou avaliados em laboratório por ensaios empíricos.

Dois ensaios são os mais utilizados para previsão das deformações permanentes: o ensaio de carregamento axial (creep) e os ensaios com simuladores de tráfego de laboratório, descritos nos itens a seguir.

#### 5.2.5 - Ensaio creep

Roberts et al. (1996) comentam que o ensaio de creep passou a ser empregado em materiais asfálticos para estimar o potencial de deformação permanente de misturas asfálticas a quente. O ensaio é conduzido por aplicação de uma carga estática e o resultado é descrito por uma curva de deformação permanente axial versus o tempo de ensaio. Apresenta-se na Figura 163 um típico resultado do ensaio de creep.

Figura 163 - Resultado típico de um ensaio de creep (ROBERTS et al.,1996)



O ensaio pode ser realizado de três diferentes maneiras em corpos-de-prova cilíndricos:

- aplicação de carga axialmente em corpo-de-prova sem confinamento;
- aplicação de carga axialmente em corpos-de-prova confinados; e
- aplicação de carga diametralmente por ensaio por compressão diametral.

Os ensaios de creep do primeiro e segundo tipos são realizados com uma carga aplicada axialmente, em uma das faces de corpos-de-prova cilíndricos, durante certo período, com o registro dos deslocamentos axiais provocados por este carregamento de magnitude constante. Passado certo período, submete-se ao descarregamento e mede-se o retorno dos deslocamentos, ou parte dele por um determinado período.

Estes ensaios, devido à certa facilidade de execução, são empregados por vários pesquisadores. Dentre alguns trabalhos brasileiros, citam-se Sá (1996), que verificou a influência de vários fatores nas deformações permanentes empregando o ensaio de creep; Taira e Fabbri (2001) que modelam o comportamento das misturas asfálticas usando os resultados de ensaios de creep estático e dinâmico; Coutinho Neto e Fabbri (2005), que comparam o comportamento de diferentes misturas asfálticas pelos ensaios de creep estático e de cargas repetidas; Vianna et al (2003) que estudaram em detalhes a aparelhagem de laboratório para o ensaio de creep e propuseram alguns melhoramentos nos equipamentos. Bottin Filho (1997) avaliou a deformação permanente de areia-asfalto empregadas no Rio Grande do Sul utilizando o ensaio de creep e concluiu quanto à deformação permanente que o material ensaiado apresenta boa resistência quando submetido a baixo volume de tráfego.

A Figura 164 ilustra uma montagem de um equipamento de creep com confinamento para o ensaio de deformação permanente. Na Figura 165 é utilizada uma estrutura destinada ao ensaio de adensamento em solos para a determinação do ensaio de creep axial sem confinamento

Figura 164 Ensaio de creep com confinamento



Figura 165 - Ensaio de creep axial sem confinamento com emprego de estrutura para adensamento de solos (SÁ, 1996)



Apresenta-se na Figura 166 uma estrutura de ensaio de creep axial sem confinamento e com diâmetro do prato superior inferior ao diâmetro do corpo-de-prova.

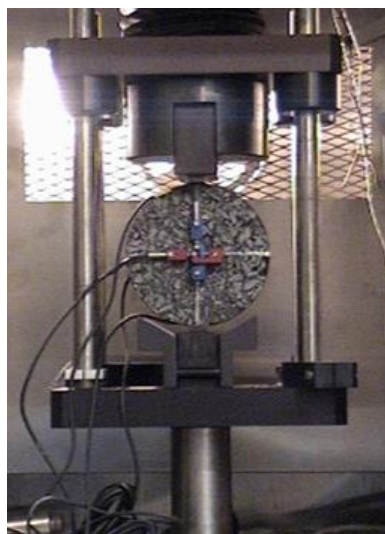
Figura 166 - Ensaio de creep axial sem confinamento com aplicação da carga em área de contato inferior à área do corpo-de-prova



Roberts et al. (1996) comentam ainda que o ensaio de creep diametral normalmente se aplica para determinação do potencial de trincamento de misturas asfálticas para baixas temperaturas. Já os ensaios de creep axial, tanto em corpos-de-prova confinados como não confinados, sendo esse último o mais usual, são aplicados para prever o potencial de deformação permanente.

O método de ensaio preconizado pela AASTHO T 322 especifica os procedimentos de ensaio de creep estático por tensão de tração por compressão diametral, simplificada designado por creep estático por tração indireta. As deformações verticais e horizontais são registradas com utilização de LVDTs locados no centro do corpo-de-prova - Figura 167.

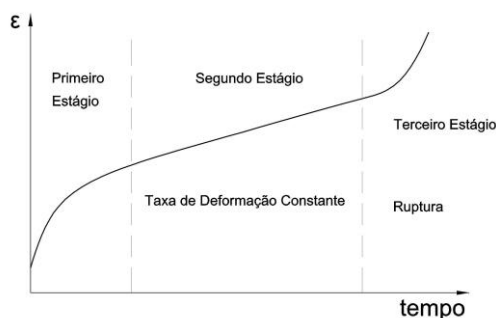
Figura 167 - Instalação dos LVDTs no centro do corpo-de-prova no ensaio de creep por tensão de tração indireta - <http://cait.rutgers.edu/prp/prp-testing-facilities>



Na

Figura 168 representa-se esquematicamente os três estágios de comportamento à fluência referentes ao ensaio de deformação de creep, segundo Little et al. (1993). No primeiro estágio registra-se uma velocidade de deformação elevada, no segundo estágio a taxa de deformação tende a ser constante e no terceiro estágio ocorre a falha. Nesse último, a velocidade de deformação cresce rapidamente.

Figura 168 - Ensaio de creep, com os três estágios de deformação por fluência (LITTLE et al., 1993)



Apesar do ensaio creep não apresentar aparentemente dificuldades de execução e os resultados podem ser interpretados com certa facilidade, a variabilidade nos resultados e os problemas de repetibilidade fazem com que este ensaio mostre restrições para ser usado para previsão de comportamento em campo. Os ensaios de carregamento axial estático mostram-se limitados para comparar misturas asfálticas com ligante modificado por polímero ou por borracha em relação às misturas com asfalto convencional. Já os ensaios com repetição de carga mostram-se mais aptos para comparação entre diferentes materiais.

#### 5.2.6 - Ensaio com simuladores de tráfego de laboratório

Uma forma de determinação do potencial que uma mistura asfáltica possui para resistir à deformação permanente é através de ensaios em laboratório com equipamentos simuladores de tráfego.

Na concepção do método do Superpave de dosagem de misturas asfálticas a quente, previa-se um procedimento da medida do desempenho das misturas asfálticas quanto à formação da trilha de roda, entretanto, a pesquisa não evoluiu a contento de modo a finalizar esse procedimento. Vários equipamentos foram testados e dentre eles o mais promissor para atender a essa necessidade foi o Asphalt Pavement Analyzer - APA (ROBERTS et al., 1996).

Nesse equipamento é possível ensaiar dois tipos de corpos-de-prova, um em forma de placa com dimensões de 12,5 cm x 30 cm e 7,5 cm de espessura e corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 15 cm de diâmetro e 7,5 cm de espessura. Os corpos-de-prova são compactados por amassamento com volume de vazios entre 4% e 7%. O corpo-de-prova cilíndrico pode ser também obtido com o compactador giratório do Superpave. Uma roda metálica aplica uma carga de 445 N sobre a superfície do corpo-de-prova através de uma mangueira inflada a uma pressão de 690 MPa que repousa sobre esta superfície. A temperatura de ensaio varia entre 35°C e 60°C, sendo a temperatura mais usual a de 35°C por ser a temperatura média do pavimento da Geórgia. O ensaio é conduzido até 8.000 ciclos e com o auxílio de um micrômetro determina-se o afundamento. O equipamento também permite o ensaio em corpos-de-prova imersos em água (COOLEY et al. 2000).

A versão original do APA foi a Georgia Loaded Wheel Test - GLWT, que foi desenvolvido no início da década de 1980 em cooperação entre a DOT da Georgia e o Georgia Institute Technology. O APA foi baseado no equipamento para ensaio de lama asfáltica desenvolvido por C.R. Benedict da empresa Benedict Slurry Seals Inc. O propósito inicial do APA foi o de verificar em laboratório, rotineiramente, o comportamento de misturas asfálticas e de controle da qualidade de produção de campo. O APA, Figura 169, é uma modificação da versão GLWT - Figura 170, e tem sido utilizado para avaliar a resistência de misturas asfálticas frente a: deformação permanente em trilha de roda, fadiga e dano por umidade. O APA é capaz de ensaiar corpos-de-prova de dois tipos, placas ou cilíndricos, ambos podem ser preparados em laboratório como extraídos de pista, no caso de corpo-de-prova cilíndrico utiliza-se o produzido pela SGC. Apresenta-se na Figura 171, corpos-de-prova cilíndricos após o ensaio com o APA (KANDHAL & COOLEY, 2003).

Figura 169 - Asphalt Pavement Analyzer -APA - <http://pavementinteractive.org/>



Figura 170 - Georgia Loaded Wheel Test - GLWT <http://t2.gstatic.com/images?q=tbn:vYcyYup2s5LXAM%3Ahttp:>



Figura 171 - Corpos-de-prova após ensaio com o APA - <http://pavementinteractive.org/>



Kandhal e Cooley (2003) comentam que a pesquisa dividiu-se em duas fases:

- a primeira etapa foi para determinar as condições de ensaios de maneira a relacionar os resultados obtidos no APA com aqueles encontrados em campo; e
- a segunda fase da pesquisa foi conduzida para validar e propor um método de ensaio com o APA.

Concluem os autores que a medida de deformação permanente em trilha de roda com o APA apresenta boa correlação com desempenho de misturas asfálticas, uma vez conhecidas as condições ambientais e de tráfego. Comentam também que, em geral, não é possível prever o desempenho da mistura asfáltica frente à deformação permanente em trilha de roda, quando se desconhecem as condições de tráfego e ambientais a que a mistura será submetida.

#### O Hamburg Wheel Tracking Devices - HWTd, Figura 172

, é um equipamento destinado a medir a deformação permanente em trilha de roda e resistência à desagregação de misturas asfálticas de rodovias na Alemanha. Foi desenvolvido por *Helmut-Wind Incorporated de Hamburgo*. Os corpos-de-prova são placas com dimensões de 26 cm x 32 cm e espessura de 4 cm e são compactadas por amassamento com 7% +/-1% de volume de vazios. O ensaio é conduzido com o corpo-de-prova imerso em água à temperatura variando entre 20°C e 70°C, sendo o mais usual à temperatura de 50°C. Uma roda de aço com largura de 47 mm solicita a placa no sentido de vai-e-vem com a aplicação de uma carga de 705N. O critério de parada é quando atinge 20.000 ciclos ou quando ocorrer 20 mm de deformação (COOLEY et al. 2000).

Figura 172 - Hamburg Wheel Tracking Devices  
- HWTd <http://pavementinteractive.org/>



O equipamento francês utilizado para determinação da deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas é o *orniéreur* - que em tradução livre significa produtor de trilhas. Primeiramente os corpos-de-prova são preparados no equipamento denominado de mesa compactadora, Figura 173 O processo de compactação das placas das misturas asfálticas é preconizado na norma AFNOR NF 98-250-2. A mistura asfáltica é compactada por amassamento. O processo de compactação assemelha-se muito com as condições de compactação da mistura em campo, logo o volume de vazios encontrado das misturas asfálticas após a compactação com a mesa é próximo do volume de vazios encontrado em campo após a compactação.

Figura 173 - Mesa compactadora tipo LCPC



O equipamento permite selecionar a pressão de inflagem do pneu, a carga do eixo, o número de passadas e permite também, selecionar o local de passadas de maneira a sobrepor parcialmente a área de uma passada em relação à anteriormente aplicada, como normalmente ocorre na compactação de campo. As placas têm dimensões de 18 cm x 50 cm e 5 cm ou 10 cm de espessura.

Preparadas as placas, normalmente aos pares, após resfriamento e "cura" de dois a três dias, são submetidas ao ensaio de deformação permanente em trilha de roda no equipamento orniéreur. É apresentado na Figura 174 o equipamento *orniéreur* - que em português foi traduzido por simulador de tráfego, a partir da denominação para o mesmo equipamento orniéreur francês que na Suíça francesa é chamado de *Simulateur de Trafic*. Na Figura 175 são apresentados os detalhes do corpo-de-prova, do pneu e do sistema de leitura do afundamento na trilha de roda.

Figura 174 - Equipamento francês de deformação permanente - Orniéreur (Simulador de Tráfego)



Figura 175 - Detalhe do equipamento Orniéreur (Simulador de Tráfego)



No ensaio de deformação permanente em trilha de roda a pressão de inflagem dos pneus é de 0,6 MPa, a carga de ensaio é de 5 kN, aplicada em cada placa. Apesar da carga e pressão de inflagem estarem especificadas na norma francesa de ensaio de afundamento em trilha de roda, estes parâmetros podem ser alterados para estudos e pesquisas. Merighi (1999) estudou a influência da carga nos afundamentos em trilha de roda. A frequência de ensaio é de 1Hz e em 1 ciclo ocorrem duas passadas. O ensaio é conduzido à temperatura de 60°C, o sistema de medidas do afundamento é realizado em 15 pontos distribuídos em toda a área solicitada pelo pneu e o resultado é a média dessas medições.

O ensaio termina quando a placa é submetida a um número máximo de 30.000 ciclos (60.000 passadas) ou quando a mistura asfáltica se deforma excessivamente de maneira a prejudicar as leituras de afundamento.

As diretrizes francesas para o problema de deformação permanente têm limitado o valor obtido no simulador de tráfego em 10% como sendo o limite aceitável para camadas de concreto asfáltico utilizadas como revestimentos, com espessuras entre 6 a 8 cm (LCP, 2004)

Há ainda diretrizes de dimensionamento europeias do Grupo COST 333 que limitam as deformações permanentes em 5% no caso de misturas asfálticas densas, utilizadas como revestimento, para tráfego pesado (fort) - acima de 2000 veículos comerciais diários, com eixo traseiro carregado de no mínimo 5 toneladas.

A norma europeia, na versão espanhola UNE-EN 12697-22:2008+A1, para determinação de deformação permanente em trilha de roda, prescreve o procedimento de ensaio para três tipos de equipamentos, diferenciados quanto ao tamanho das amostras testadas: tamanho grande, extragrande e pequeno, sendo que o equipamento denominado de tamanho grande refere-se ao tipo francês - ornièreur, a norma não faz comentários de limites de afundamentos. Com referência aos limites de afundamentos com o ornièreur francês, segundo informações do LCPC16, para tráfego pesado, são especificados valores.

Leahy e McGennis (1999) apresentam resumo das principais características e critério de aceitabilidade dos três tipos de simuladores de tráfego de laboratório: LCPC, Hamburg e APA, Tabela 38.

Tabela 38 - Resumo comparativo de características dos simuladores, LCPC, Hamburg e APA (LEAHY e MCGENNIS, 1999)

| Parâmetro                     | Equipamento                                                           |                                      |                                                      |
|-------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------------------------|
|                               | LCPC                                                                  | Hamburg                              | APA                                                  |
| Dimensões dos corpos-de-prova | 50 cm x 18 cm<br>(espessura de 2 a 10 cm)                             | 25 cm x 28cm<br>(espessura 6 a 9 cm) | 7,5 cm x 38,1 cm<br>(espessura 3 cm)                 |
| Amplitude de carga            | 5000 N regulável<br>Pressão de inflagem dos pneus = 0,6 MPa regulável | 705 N<br>Roda metálica               | 445 N<br>Carga de roda aplicada através de mangueira |

<sup>16</sup> Informação fornecida pelo Eng. Yves Brosseaud do LCPC de Nantes, França.

|                     |                                                                                        |                                                                  |                                                                   |
|---------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
|                     |                                                                                        |                                                                  | inflada = 0,7 MPa                                                 |
| Aplicação da carga  | 1 ciclo = 1Hz<br>1 ciclo duas passadas                                                 | 1 ciclo = 1Hz<br>1 ciclo duas passadas                           | 1 ciclo = 1Hz<br>1 ciclo duas passadas                            |
| Tempo de ensaio (h) | 9                                                                                      | 6                                                                | 4                                                                 |
| Critério            | Até 10% de deformação em relação à espessura para 30.000 ciclos é considerada adequada | Até 4 mm de deformação após 20.000 ciclos é considerada adequada | Até 7,6 mm de deformação após 8.000 ciclos é considerada adequada |

### 5.2.7 - Simuladores de tráfego em escala real

Metcalf (1996) relata que ensaios acelerados de pavimentos em verdadeira grandeza consistem na "aplicação controlada de uma carga de roda igual ou acima da carga máxima legal permitida em um pavimento estruturado, seja ele um pavimento-teste ou uma via existente, para se determinar a resposta do sistema e seu desempenho sob condições controladas e aceleradas de acúmulo de danos num espaço de tempo limitado".

O mesmo autor comenta ainda que a aceleração no dano no pavimento pode ser atingido por meio dos seguintes itens:

- incremento das repetições de cargas
- modificação do carregamento
- alteração das condições ambientais (umidade e temperatura)
- utilização de pavimentos delgados com reduzida capacidade estrutural e por conseguinte menor vida útil de dimensionamento, e,
- ou pelas combinações de dois ou mais fatores acima descritos.

O emprego de simuladores de tráfego em escala real tem sido cada vez mais difundido como ferramenta de apoio ao processo de tomada de decisão e para o entendimento quanto ao real comportamento dos pavimentos e de novos materiais, e auxiliar na redução das incertezas dos modelos de desempenho utilizados para o dimensionamento de pavimentos novos ou mesmo de projetos de restauração. Esses equipamentos permitem a obtenção de dados mais precisos na modelagem das condições futuras dos pavimentos e os investimentos associados que se farão necessários, permitindo assim programar as estratégias de manutenção preventiva e corretiva, bem com a reabilitação dos pavimentos ao longo de um determinado período de análise (FRITZEN, 2005).

O emprego dos simuladores de tráfego em escala real, conforme apresentado por Metcalf (1996), permite a realização de ensaios dentro de condições de contorno mais próximo das que o pavimento será submetido em vida de serviço, podendo ser empregado para diversos fins, tais como:

- para pavimentos existentes, avaliar a capacidade de resistir a solicitações de tráfego mais elevada, uma vez que a maioria dos métodos de dimensionamento vigentes, foram baseados, quanto ao conceito coberturas, em número inferior aos praticados atualmente;
- estimar o desempenho de novos materiais e estruturas de pavimentos em métodos de dimensionamento;
- avaliar materiais não convencionais;
- constatar os processos de estabilização e tratamentos com geossintéticos para subleitos;
- determinar o processo de deterioração dos pavimentos;
- avaliar os efeitos de novos eixos, cargas e configurações de rodas;
- investigar os efeitos ambientais; e,
- determinar a vida remanescente de um pavimento.

Entretanto, diversos autores, dentre eles Guo e Prozzi, (2008) afirmam que, embora as utilizações de simuladores de tráfego submetam os pavimentos às condições próximas de campo, esses não consideram os efeitos da deterioração causada ao longo do tempo. Consideram que os resultados dos ensaios acelerados com simuladores são complementos aos ensaios laboratoriais, levando assim a avanços práticos e a ganhos econômicos no estudo de pavimentos.

#### 5.2.8 - Simuladores fixos em campos de prova

Desde o início do século 20, sendo mais acentuado no período da 2ª Grande Guerra, os simuladores de tráfego tem sido cada vez mais utilizados. Observou-se um crescimento acentuado nas últimas seis décadas. Basicamente podem-se dividir os simuladores de tráfego fixos de campo em três tipos: simuladores circulares, simuladores lineares e veículos simuladores em pistas-teste fechadas.

Os simuladores circulares possuem o rodado do semi-eixo fixo a um braço, que por sua vez está acoplado a um pivô central. Exemplos: Mânege de fatigue do LCPC em Nantes, na França - Figura 176 e, simulador tráfego do IPR/DNER- Figura 177.

Figura 176 - Ménege de Fatigue -  
Nantes na França

<http://www.lcpc.fr/en/presentation/moyens/manege/index.dml>



Figura 177 - Simulador circular  
IPR/DNER - RJ

[http://www.proasfalto.com.br/pdf/ProAsfalto\\_capitulo\\_10.pdf](http://www.proasfalto.com.br/pdf/ProAsfalto_capitulo_10.pdf)



Silva (2001) em pesquisa desenvolvida em 1998, com a Pista Circular Experimental do IPR/DNER, recebeu prêmio de melhor trabalho pela Associação de Empresas de Engenharia do Rio de Janeiro - AEERJ, em 2002, com a pesquisa de reforço de pavimento com emprego Whitetopping. A pesquisa contou com a instalação de extensômetros e células de carga que foram instalados a cerca de 20 mm acima da camada de CBUQ, camada de assentamento do whitetopping, com o cuidado de ficarem imersos no concreto, mas o mais próximo possível da fibra inferior (contato entre CCP e CBUQ) e no centro da faixa de rolamento do carrossel. Foram instalados também *strain gauges*, próprios para instalação em concreto ainda no estado pastoso, e os cabos de ligação foram protegidos por dutos metálicos com a finalidade de proteger as ligações elétricas da umidade do solo e minimizar as interferências eletromagnéticas. Foi possível registrar valores de tensão na ordem de 14% a 24% da tensão de tração do concreto, indicando que a camada de Whitetopping dificilmente sofreria trincamento por fadiga à flexão nas condições da estrutura do pavimento e do local instalado.

Também foram instalados 11 termopares na pista experimental com o objetivo de monitorar a temperatura das placas de whitetopping, sendo monitoradas geralmente em intervalos de 10 ou 15 minutos em ciclos de 24 horas. Neste estudo observou-se que as temperaturas medidas no pavimento foram maiores que a temperatura média do ar durante todo o período de análise e que as variações diárias de temperaturas foram maiores na superfície comparadas com as temperaturas em camadas mais profundas.

Os Simuladores lineares possuem o rodado que se move linearmente através da seção-teste. As solicitações podem ser em uma única direção ou em ambas (sem perda de contato do pneu com o pavimento). Como exemplos desses tipos de simuladores fixos em campos de testes, tem-se o simulador de tráfego linear da UFRGS/DAER - Figura 178, e o simulador do CEDEX em Madrid, na Espanha, que embora apresente uma pista oval, a seção de teste considerada é o trecho linear - Figura 179.

Figura 178 - Simulador linear fixo UFRGS/DAER.



Figura 179 - Linear test track - CEDEX Madrid

[http://www.cedex.es/apt2008/html/docs/apt\\_update/Spain\\_CEDEX](http://www.cedex.es/apt2008/html/docs/apt_update/Spain_CEDEX)



Núñez et al. (1995), em trabalho premiado pela ABPv que posteriormente fez parte de doutorado de Núñez apresentado à UFRGS em 1997, aborda a utilização do simulador de tráfego fixo na verificação do desempenho do basalto alterado como camada estrutural de pavimentos. A pesquisa contemplou a construção de 10 pistas-testes, divididas em dois grupos de 5 pistas cada, sendo em cada grupo a utilização de basaltos provenientes de jazidas distintas. Variaram-se as espessuras das camadas e também

a intensidade das cargas do simulador de tráfego. Núñez concluiu com base nos bons resultados encontrados nas simulações nas pistas-testes que o basalto alterado pode ser empregado na pavimentação de rodovias coletoras, proporcionando boa qualidade técnica e notável economia.

Gonçalves (2002) avaliou o desempenho funcional e estrutural de seis pistas experimentais construídas no campo de provas da UFRGS. As pistas foram instrumentadas com medidores de tensões e deformações verticais no subleito e submetidas a ensaios acelerados com simulador de tráfego linear. Com os resultados foi possível estabelecer modelos de regressão que reproduzissem o desempenho dos pavimentos em termos de evolução do trincamento do revestimento asfáltico. Verificou que existe uma tendência logarítmica de crescimento dos afundamentos em trilha de roda com o tráfego acumulado e que os módulos retroanalizados, obtidos com o FWD ou com a viga Benkelman eletrônica mostraram-se adequados para a interpretação do desempenho estrutural dos pavimentos experimentais. Gonçalves comparou os resultados de afundamentos encontrados no simulador fixo com resultados laboratoriais com o simulador LCPC e verificou tendências de progressão de afundamentos similares.

Os veículos simuladores em pistas-testes fechadas se dão de forma livre ao longo da pista-teste, com emprego de veículos-padrão pilotados ou controlados remotamente. As pistas podem apresentar diferentes formas geométricas. Na Figura 180 e na Figura 181 são mostradas as pistas do NCAT na Cidade de Alburn, Alabama - EUA.

Figura 180 - Pista-teste do NCAT em Alburn, Alabama USA - <http://www.ncat.us/facilities/test-track.html>.



Figura 181 - Sistema de simulação do tráfego com veículos - <http://www.ncat.us/facilities/test-track.html>

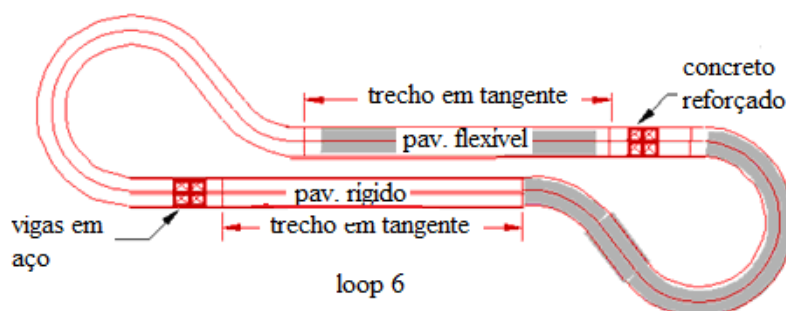


Embora, fosse uma pista experimental aberta ao tráfego, a pista da AASHO reuniu o que se dispunha de mais avançado sobre pavimentação em sua concepção e construção. Os dados coletados da pista experimental balizaram o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis da AASHTO. Foi projetada a partir de 1951 e construída entre 1956 e 1958 na cidade Ottawa, Illinois - EUA. Teve seu tráfego monitorado e utilizado na elaboração do método de dimensionamento, entre 1958 e 1960. Na

Figura 182 apresenta-se de forma esquemática uma das pistas da AASHTO, com as características do loop normalmente utilizado neste experimento.

Figura 182 - Características do loop da pista da AASHTO ROAD TEST -

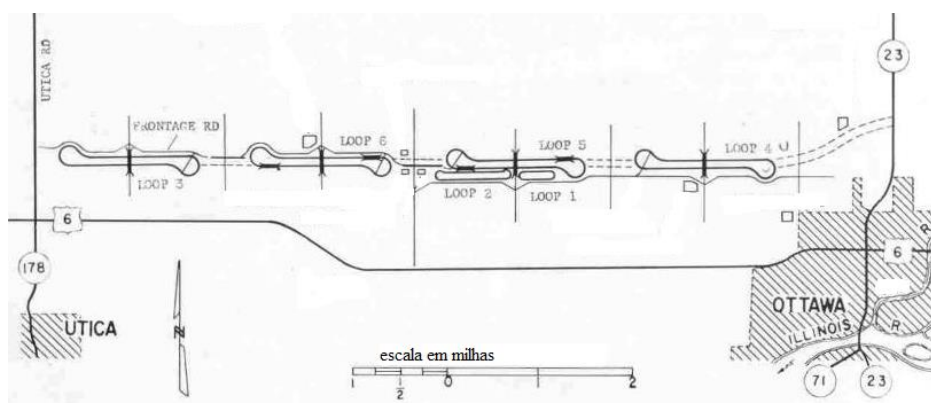
[http://training.ce.washington.edu/wsdot/Modules/O6\\_structural\\_design/aasho\\_road\\_test.htm](http://training.ce.washington.edu/wsdot/Modules/O6_structural_design/aasho_road_test.htm)



Na Figura 183 estão apresentados os seis loops construídos entre a cidade de Ottwa e Utica no Estado de Illinois - EUA.

Figura 183 - Os seis loops da AASHO ROAD TEST construídos entre Illinois e Utica na década de 1950

[http://training.ce.washington.edu/wsdot/Modules/O6\\_structural\\_design/aasho\\_road\\_test.htm](http://training.ce.washington.edu/wsdot/Modules/O6_structural_design/aasho_road_test.htm)



### 5.2.9 - Simuladores móveis para pistas-testes

O simulador de tráfego móvel, do inglês Heavy Vehicle Simulator - (HVS), foi concebido na África do Sul por um Conselho de Pesquisa Científica e Industrial. Trata-se de um equipamento projetado para medir de forma acelerada o desempenho de pavimentos. A vantagem de seu emprego é que fornece, em um curto espaço de tempo, dados que permitem uma melhor compreensão dos fenômenos e utilização de resultados de ensaios laboratoriais e de campo em projetos de estrutura de pavimento mecanicista.

Antes do desenvolvimento do simulador de tráfego móvel, os projetistas tinham que aguardar o tempo de vida de serviço para extrair resultados confiáveis quanto ao desempenho dos pavimentos por meio de observações e monitoramentos periódicos. Já para um pavimento novo, o HVS pode simular as condições de tráfego reais que os pavimentos serão submetidos em curto período, acelerando a obtenção

de respostas. Dependendo do tipo de teste que se deseja, o HVS é capaz de simular até 20 anos de solicitações de tráfego pesado, em cerca de dois a três meses de operação. Isso é possível graças à operação do HVS por 24 horas diárias, e durante os 7 dias por semana. Outra vantagem é que o HVS apresenta a possibilidade de aumento na carga do semi-eixo em até 2,5 vezes em relação à carga do eixo-padrão (UCPRC, 2009).

Fritzen (2005) comenta que com os primeiros registros da utilização de simulador de tráfego móvel HVS na África do Sul, seus bons resultados estimularam diversos centros de pesquisas e universidades de vários países a utilizarem estas facilidades, de ensaio de forma acelerada, para antever o desempenho de pavimentos. O simulador tem sido usado para avaliar a eficiência de novos materiais, produtos e processos construtivos e incorporar os resultados aos projetos rodoviários.

Na Figura 184 é apresentado um equipamento simulador móvel concebido e construído no sul do Brasil, em convênio firmado entre a UFRS e o DAER-RS, para estas finalidades.

Figura 184 - Simulador de tráfego móvel UFRS e DAER



O simulador de tráfego móvel brasileiro foi utilizado no experimento desta tese. O equipamento possui 25 m de extensão e largura total de 3 m; a carga é aplicada no pavimento por um semi-eixo, que é acionado por um sistema hidráulico - Figura 185. O simulador conta com uma barra de reação que também tem a função de guia do semi-eixo, e o deslocamento de vai-e-vem do semi-eixo se dá pelo tracionamento de um cabo - Figura 186.

Figura 185 - Semi-eixo  
acionado por pistão hidráulico

Figura 186 - Barra de  
reação e cabo de aço



Barra de reação  
do semi-eixo



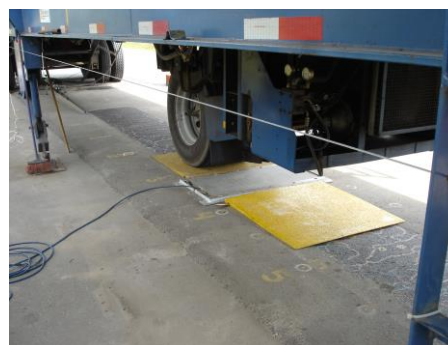
O peso bruto total (com lastro) do simulador é de 50 t, o comprimento máximo da área simulada é de 10 m e a largura máxima de 1 m. O simulador permite que o rodado tenha um deslocamento lateral de 80 mm, simulando melhor as condições de tráfego. A velocidade média de deslocamento do semi-eixo é de 10 km/h. O número médio de ciclos diários é de 4000, se a solicitação for unidirecional, e de 8.000 ciclos por dia, se a solicitação for bidirecional. A manutenção no equipamento dependia das horas de funcionamento, normalmente eram efetuadas a cada cerca de 24 horas de operação.

No estudo desta tese, foram empregadas duas cargas no semi-eixo: 6,2 tf (62 kN que equivalem a uma carga 20% acima do eixo legal) para 500.000 ciclos, e 8,3 tf (83 kN, 60% acima do eixo legal) para 250.000 ciclos. A carga de roda aplicada pelo semi-eixo é aferida com o emprego de uma balança móvel, cuja aferição é feita de duas formas: estaticamente Figura 187 e em movimento Figura 188. A aferição estática tem sido adotada para os cálculos.

Figura 187 - Aferição da carga  
estaticamente



Figura 188 - Aferição da carga  
dinamicamente



Vários experimentos têm sido realizados no Brasil com o simulador de tráfego brasileiro, que vem sendo utilizado para esta finalidade a cerca de 5 anos. Ilustram-se a seguir alguns experimentos com o simulador de tráfego brasileiro cujos resultados foram utilizados em dissertações e teses no país.

Fritzen (2005) relata em sua dissertação de mestrado a construção de quatro trechos experimentais, na Rodovia Rio Teresópolis, com soluções diferentes que foram testadas por meio de ensaios acelerados com a utilização do simulador de tráfego móvel. Em três dos trechos foram

empregadas soluções de fresagem de parte do revestimento e aplicação de concreto asfáltico convencional, concreto asfáltico com geogrelha e concreto asfáltico com asfalto borracha. O número de solicitações do simulador equivale a  $3,6 \times 10^6$ ,  $4,1 \times 10^6$  e  $3,8 \times 10^6$  repetições do eixo padrão rodoviário, respectivamente. Para determinação do número N foi admitido o correspondente ao critério de desempenho de uma área de trincamento de aproximadamente 40% da superfície solicitada pelo trem-de-prova. Após terem sido solicitados pelo simulador de tráfego móvel, esses três trechos apresentaram trincamento, sendo que as trincas no trecho com geogrelha ocorreram de cima para baixo. O quarto trecho, que usou concreto rolado na base e concreto asfáltico como revestimento, mesmo após  $4,7 \times 10^6$  repetições de carga do eixo padrão, não apresentou trincamento.

Victorino et al. (2009), em pesquisa de campo, submeteram dois segmentos da Rodovia BR 290/RS, com estruturas idênticas ao simulador de tráfego móvel brasileiro. Testaram dois segmentos sendo que o número de solicitações com simulador de tráfego móvel foi de 170.000 ciclos e 255.000 ciclos para os segmentos 1 e 2 respectivamente, com a carga do semi-eixo foi 8,2 t. Durante os ensaios foram verificadas as evoluções das deflexões, dos afundamentos nas trilhas de roda e dos trincamentos superficiais.

Os afundamentos registrados para o segmento 1, pelo fato de ter sido previamente submetidos à ação do tráfego apresentava um valor de 15 mm, e após o ensaio com o simulador de tráfego móvel, o valor registrado manteve-se bastante próximo, ligeiramente acima do existente. O segmento 2 partiu de 1 mm chegando ao final na ordem de 3 mm, apresentando uma variação aproximadamente de 2 mm. Conforme registros, a temperatura média ambiente manteve-se entre 10°C e 20°C durante a realização do experimento, propiciando uma resistência à formação de afundamentos em trilha de roda. Por outro lado, essa média baixa de temperatura contribuiu para o enrijecimento da mistura asfáltica colaborando para o trincamento da mistura asfáltica.

Os autores citados relacionaram a velocidade do semi-eixo do simulador de tráfego móvel com a velocidade média de operação da rodovia para caminhões e, através das características do ligante asfáltico, inferiram esses dados na equação de Van der Poel, obtendo um valor de módulo de rigidez da mistura asfáltica. Em seguida, com emprego do software Everstress 5.0 de análise de tensão-deformação de camada asfáltica, foi possível deduzir a correlação entre o número de solicitações do simulador de tráfego móvel com o número N da rodovia. A relação encontrada foi de 30 a 40 vezes, ou seja, uma solicitação do simulador de tráfego móvel equivale entre 30 a 40 vezes a solicitação de um eixo simples de rodas duplas padrão, usado para calcular o número N. Concluem que o simulador de tráfego móvel é uma ferramenta importante para análise de comportamento de pavimento em escala real.

Vale (2008), embasado nas análises dos resultados de ensaios com simuladores de tráfego móvel, realizados em cinco trechos-teste das rodovias RS-122, SP-330, BR-116 RJ, SP-147 e BR-116 SP levanta pontos positivos e desfavoráveis em cada estudo e apresenta uma metodologia de utilização de simulador de tráfego móvel. O autor elenca 22 atividades que devem ser consideradas em uma pesquisa e apontam os produtos resultantes dessas atividades. As atividades destacadas por Vale (2008) são:

- Definir o objetivo da pesquisa
- Definir a malha rodoviária onde os resultados serão aplicados

- Levantar todos os aspectos operacionais dos trechos da pista-teste
- Obter os dados de clima - regime de chuvas e variações de temperatura
- Conhecer o pavimento existente, suas características estruturais e funcionais
- Definir a carga de roda para o experimento ou a progressão de carga a ser empregada
- Definir o deslocamento lateral transversal do trem de carga
- Definir o sentido de carregamento, se único ou em ambos os sentidos com contato do pneu com o pavimento
- Definir o tipo de configuração do eixo
- Definir as características dos pneus e pressão de contato
- Definir a suspensão e efeitos dinâmicos
- Definir a velocidade do carregamento, quando esta for possível de ser regulada
- Definir a faixa de temperatura ambiente para o trabalho de simulação
- Definir se haverá alteração da umidade nas camadas do pavimento
- Registrar todas as características geométricas da pista
- Definir todas as etapas do controle de qualidade
- Definir se haverá instrumentação da pista
- Estipular como será o transporte e posicionamento do simulador
- Realizar os ajustes iniciais
- Definir a periodicidade e campanhas de monitoramento do pavimento
- Definir como será organizada a apresentação dos resultados
- Realizar ensaios complementares pós-simulação de tráfego no pavimento. Na Tabela 25 apresenta-se um comparativo entre equipamentos, com as diferentes características e facilidades de cada um.

#### **5.2.10 - Comparativo entre os equipamentos empregados para simulação de tráfego**

Pode-se dividir em dois tipos os simuladores de tráfego, como já mencionado anteriormente, para previsão de deformação permanente em trilha de roda: equipamentos de laboratório e equipamentos de campo.

Os simuladores de tráfego de laboratório trazem a facilidade de, em curto espaço de tempo, determinar valores de afundamentos de misturas asfálticas, mostrando as possíveis tendências de comportamento que o material exibirá em campo como revestimento ou base. Empregam-se, neste caso, valores limites de afundamento para definir sua potencialidade de utilização como camada de pavimento.

Os simuladores em verdadeira grandeza, sejam móveis ou fixos em pistas-testes, possuem a grande vantagem de acelerar os danos numa estrutura real de pavimento, e não apenas em uma camada, como nos simuladores de laboratório. Os simuladores de verdadeira grandeza mostram as respostas da interação entre as diferentes camadas, podendo ser empregados para prever o desempenho de estruturas de pavimentos. Tem como desvantagem que demandam mais tempo para a realização destes ensaios e os custos envolvidos são expressivos.

Os simuladores de tráfego de laboratório devem ser empregados para a previsão e melhoria, se for o caso, dos projetos de dosagem de misturas asfálticas. Eles não substituem os simuladores de tráfego de campo. Por sua vez, os simuladores de tráfego em verdadeira grandeza não substituem os simuladores de laboratórios pois as finalidades são diferentes.

Na Tabela 39 é apresentado as principais diferenças entre os diversos tipos simuladores de tráfego.

Tabela 39 - Comparação entre equipamentos de laboratório e de campo para análise de desempenho em misturas asfálticas

| Variáveis                 | Simuladores                                                                                     |                                                                                                                                                                                                         |                                                                      |
|---------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|
|                           | Laboratório                                                                                     | Fixos                                                                                                                                                                                                   | Móveis                                                               |
| Tipos                     | LCPC,<br>HWTB - Hamburg Wheel Tracking Devices, APA<br>- Asphalt Pavement Analyzer              | UFRGS/DAER (RGS), Circular do IPR (RJ),<br>NCAT (Alabama USA), Ménage de Fatigue<br>(França).                                                                                                           | Heavy Vehicle Simulator - HVS                                        |
| Condições climáticas      | LCPC - 60°C - sem banho<br>Hamburg - 20°C a 70° com banho<br>APA - 35°C a 60°C - opção de banho | As condições de temperatura e de umidade são as ambientais. Podem-se utilizar fontes de calor para simular temperaturas mais elevadas e também a opção de jogar água para ensaiar em condições de chuva |                                                                      |
| Camada                    | Camada de rolamento.                                                                            | Todas as camadas do pavimento são solicitadas                                                                                                                                                           |                                                                      |
| Materiais ensaios         | Os corpos-de-prova podem ser produzidos em laboratório como também extraídos de pista.          | Pavimentos construídos para serem submetidos exclusivamente ao simulador de tráfego.                                                                                                                    | Os materiais submetidos ao simulador é a própria pista de rolamento. |
| Espessura do revestimento | LCPC - 5 cm e 10 cm<br>Hamburg - 4 cm<br>APA - 7,5 cm                                           | Construído de acordo com o interesse da pesquisa                                                                                                                                                        | Espessura da camada de rolamento da pista                            |
| Ensaio complementares     |                                                                                                 | Levantamentos de deflexão máxima e bacia de deformação, textura da superfície do pavimento (HS), IRI, levantamento de trincamento, atrito (BPN)                                                         |                                                                      |
| Carga aplicada            | LCPC 5kN<br>Hamburg - 0,7 kN<br>APA - 0,44 kN                                                   | Semi-eixo 6t (5t máximo + 20%) - 3t por roda. Possibilidades de cargas diferentes.                                                                                                                      |                                                                      |

FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO

Departamento de Transportes e Obras de Terra

APOSTILA DE MATERIAIS DE PAVIMENTAÇÃO

Prof. Dr. Edson de Moura

|                     |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                 |                         |
|---------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|
| Pressão dos pneus   | LCPC - 0,6 MPa<br>Hamburg e APA - roda metálica                                                                                       | 0,7 MPa                                                                                                                                         |                         |
| Velocidade (Hz)     | LCPC, Hamburg e APA 1Hz (2 passadas/s)                                                                                                |                                                                                                                                                 | Aproximadamente 10 km/h |
| Área de cobertura   | LCPC - ensaio com trilha fixa                                                                                                         | Ensaio sobre a faixa de rolamento ou entre elas. Possui deslocamento lateral - permite sobreposição para melhor simular a ação do tráfego real. |                         |
| Tempo de ensaio     | LCPC - 30.000 ciclos (60.000 solicitações) - 10 hs.                                                                                   | Depende do critério de falha escolhido. Fadiga, surgimento de trincas, Deformação permanente, características de textura.                       |                         |
| Critérios admitidos | LCPC - Diretrizes francesas 10% e a Cost 333 recomenda 5%<br><br>Hamburg - 20.000 ciclos ou 20 mm<br><br>APA - 8.000 ciclos ou 7,6 mm | Fadiga, deformação permanente, textura, tempo de ensaio                                                                                         |                         |

-

## Bibliografia

AASHTO. T-292:91, Standard Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils and Untreated Base/Subbase Materials, Standard Specifications for Transportation Materials and Methods os sampling and testing. 19 ed. Washington, D.C. 1998.

Guimarães, A. C. R (2009) Um Método Mecanístico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.

Lima, C.D.A.; Ubaldo, M.O.; Motta, L.M.G.; Aragão, F.T.S. (2020) Caracterização da Deformabilidade de Solos Arenosos Não Lateríticos no Equipamento Triaxial de Cargas Repetidas, 34º ANPET

DNIT 179/2018-IE - Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Brasil.

DNIT 183/2018 – ME - Pavimentação asfáltica - Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Brasil.