

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE BRITAS
EMPREGADAS EM PAVIMENTAÇÃO**

RODRIGO MALYSZ

Porto Alegre
março de 2004

RODRIGO MALYSZ

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE BRITAS
EMPREGADAS EM PAVIMENTAÇÃO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para a obtenção do título de
MESTRE EM ENGENHARIA

Porto Alegre
março de 2004

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE BRITAS EMPREGADAS EM PAVIMENTAÇÃO

Esta Dissertação de Mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE
EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Dr. Washington Peres Núñez
ORIENTADOR

Prof. Dr Américo Campos Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Laura Maria Goretti da Motta
D.Sc. pela COPPE/UFRJ

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
PhD pela University of Surrey, Reino Unido

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
D.Sc. pela COPPE/UFRJ

M262c Malysz, Rodrigo

Comportamento mecânico de britas empregadas em pavimentação / Rodrigo Malysz. – 2004.

Dissertação (mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2004.

Orientação : Prof. Dr. Washington Peres Núñez.

1. Pavimentação – Ensaios. 2. Pavimentos – Deformação . I. Núñez, Washington Peres, orient. II. Título.

CDU-625.85(043)

**Escolha um trabalho de que goste e
não terás que trabalhar um só dia na vida.**

(Confúcio)

**Dedico esta dissertação
à minha querida família.**

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus queridos pais João Carlos Malysz e Eni Molossi Malysz pelo seu carinho, por estarem sempre prontos a virem em meu auxílio e por serem um braço forte em que posso sempre me apoiar nos momentos difíceis.

Ao meu irmão Marcelo Malysz pelo companheirismo. Espero que mesmo distantes nossa amizade seja cada vez maior.

Agradeço a minha namorada Patrícia Milhoransa, pelo carinho e amor a mim dedicado. Também pela ajuda nos momentos difíceis, nos quais, mesmo de longe, esteve sempre ao meu lado.

Ao meu grande amigo Caetano Serafim, por ajudar-me a vencer as dificuldades de adaptação em uma nova cidade, desde 1996 quando viemos de Erechim para Porto Alegre.

Ao meu grande amigo Clóvis dos Santos por ser um exemplo de força de vontade a ser seguido.

Agradeço a toda a minha família e os meus amigos de Erechim por entenderem a minha constante ausência.

Aqui tenho que fazer justiça, com um agradecimento especial ao meu orientador, Prof. Washington Peres Núñez, por quem tenho profundos respeito e admiração. Trabalhou incansavelmente em todas as fases da pesquisa, abrindo mão de férias, fins de semana e o que mais fosse necessário, pelo êxito do trabalho. Mais do que um orientador, foi um amigo para todas as horas, demonstrando uma humildade digna do grande ser humano que é. Obrigado Prof. Washington por todo o esforço que o senhor dedicou à minha dissertação.

Em tudo o que se faz, o que fica, o que realmente importa, são as amizades que conquistamos. De que adianta termos uma profissão, ou alcançarmos os nossos objetivos se não pudermos compartilhar essas alegrias com os nossos amigos? Durante o curso de mestrado, fiz muitos e muito bons amigos e pretendo mantê-los pelo resto da minha vida. Assim, agradeço:

Os meus colegas de mestrado e grandes amigos: Alexandre Knop, Carolina Feuerharmel, Cláudio Dias, Danielle Clerman, Diana Azambuja, Diego Vendramin, Eli da Costa, Leandro Scheffer, Marco Antônio Menezes, Raimundo Ferreira, Rafael Menna Barreto, Rodrigo Caberlon, Rodrigo Lovato, Rodrigo Silveira. Deixo aqui um agradecimento especial aos amigos Rodrigo Lovato e Rodrigo Silveira por toda a ajuda que me prestaram durante o mestrado.

Aos colegas da estruturas e grandes amigos Daniel Sias e Uziel Quinino pelo companheirismo incondicional demonstrado em todas as horas.

Aos doutorandos: Cristiane Schmitz, Juliana Bernardes, Luciana Rohde, Luciano Specht, Marcelo Rigo, pela amizade e pelo auxílio nos momentos em que precisei.

Ao professor Fernando José Pugliero Gonçalves pelos ensinamentos que tanto contribuíram para a minha formação.

Aos auxiliares de pesquisa Klaus Machado Theisen e Luiz Fortunato de Lima Bruzza pelo auxílio prestado em laboratório.

Ao Jair por estar sempre pronto a auxiliar na execução dos ensaios, passando ensinamentos fundamentais ao andamento da pesquisa.

Ao Ivan Ribas, meu companheiro na churrasqueira, membro do trio de assadores da geotecnia, pela amizade, empenho e ensinamentos.

Ao Prof. Jorge Ceratti por coordenar os trabalhos do LAPAV, possibilitando aos alunos uma utilização otimizada do laboratório.

Aos professores Adriano Bica e Wai Gehling pela ajuda com os ensaios triaxiais.

A todos os professores do PPGEC por me ensinarem os fundamentos da geotecnia.

À CNPq e a CAPES pelo auxílio financeiro.

SUMÁRIO

| | |
|--|----|
| LISTA DE FIGURAS..... | 10 |
| LISTA DE TABELAS | 14 |
| RESUMO | 16 |
| ABSTRACT | 17 |
| 1 INTRODUÇÃO..... | 18 |
| 2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MATERIAIS GRANULARES | 22 |
| 2.1 ESPECIFICAÇÕES DE AGREGADOS PARA SUB-BASES E BASES GRANULARES | 22 |
| 2.2 ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS | 26 |
| 2.3 ENSAIOS TRIAXIAIS PARA MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES RESILIENTES.... | 35 |
| 2.4 ENSAIOS TRIAXIAIS PARA MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES | 39 |
| 2.5 A TEORIA DO “SHAKEDOWN” | 49 |
| 2.6 ANÁLISE MECANÍSTICA..... | 52 |
| 2.7 PAVIMENTOS PERMEÁVEIS..... | 53 |
| 3 MATERIAIS E MÉTODOS | 57 |
| 3.1 COMPOSIÇÕES GRANULOMÉTRICAS ESTUDADAS | 57 |
| 3.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E ISC | 63 |
| 3.3 ENSAIOS TRIAXIAIS | 63 |
| 3.3.1 Moldagem dos corpos de prova | 63 |
| 3.3.2 Ensaio triaxiais estáticos | 65 |
| 3.3.3 Ensaio triaxiais de carregamento repetido | 67 |
| 3.3.3.1 Determinação do módulo de resiliência..... | 68 |
| 3.3.3.2 Resistência a deformações permanentes | 70 |
| 3.4 CONSTRUÇÃO E MONITORAMENTO DO ESTACIONAMENTO EXPERIMENTAL NO IPH/UFRGS..... | 75 |
| 3.4.1 Execução do pavimento experimental..... | 75 |
| 3.4.2 Metodologia dos levantamentos | 79 |
| 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS..... | 81 |
| 4.1 COMPACTAÇÃO | 81 |
| 4.2 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA | 84 |
| 4.3 ENSAIOS TRIAXIAIS CONVENCIONAIS | 87 |
| 4.3.1 Comportamento Tensão-Deformação | 87 |

| | |
|---|-----|
| 4.3.2 Módulo de Young | 89 |
| 4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARREGAMENTO REPETIDO | 104 |
| 4.4.1 Deformações Permanentes em Ensaios Multi-Estágios | 104 |
| 4.4.2 Deformações permanentes em corpos-de-prova virgens..... | 113 |
| 4.4.3 Outros ensaios..... | 117 |
| 4.4.3.1 <i>Ensaios de multi-estágios para avaliar a influência do GC</i> | 117 |
| 4.4.3.2 <i>Ensaios com $N > 10^5$</i> | 120 |
| 4.4.4 Evolução do módulo de resiliência durante os ensaios de deformações permanentes | 123 |
| 4.5 ANÁLISE CONJUNTA DOS ENSAIOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS | 130 |
| 4.6 RESULTADOS PARCIAIS DO MONITORAMENTO DO PAVIMENTO PERMEÁVEL | 135 |
| 5 ANÁLISE CONJUNTA DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE..... | 139 |
| 5.1 CARACTERÍSTICAS DE TRÁFEGO..... | 140 |
| 5.2 ANÁLISES COM O ELSYM5 | 141 |
| 5.3 ANÁLISE CONSIDERANDO ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA | 146 |
| 5.4 RESULTADOS OBTIDOS PARA O PAVIMENTO PERMEÁVEL | 151 |
| 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES | 153 |
| 6.1 CONCLUSÕES | 153 |
| 6.2 SUGESTÕES..... | 159 |
| REFERÊNCIAS | 161 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 – Diagrama q x p (Lambe e Whitman, 1969)..... | 27 |
| Figura 2.2 – Definição dos parâmetros dos modelos (2.15) e (2.16) (Lekarp <i>et al.</i> , 1996)..... | 42 |
| Figura 2.3 – Envoltórias de deformações permanentes (Theyse, 1997)..... | 49 |
| Figura 2.4 – Comportamento <i>Shakedown</i> | 51 |
| Figura 3.1 – Composições granulométricas GG1 e GU2 estudadas por Casagrande (2003) .. | 59 |
| Figura 3.2 – Influência do escalpo na granulometria GG1, estudada por Casagrande (2003) | 60 |
| Figura 3.3 – Influência do escalpo na granulometria GU2, estudada por Casagrande (2003) | 60 |
| Figura 3.4 – Composição granulométrica GUm | 61 |
| Figura 3.5 – Equipamentos para a moldagem dos CPs | 64 |
| Figura 3.6 – Coeficientes para correção da área dos corpos de prova..... | 66 |
| Figura 3.7 – Curvas tensão-deformação para a brita GG1 (GC = 90%), $\sigma_3 = 100$ kPa..... | 67 |
| Figura 3.8 – Módulos de resiliência obtidos por Casagrande (2003)..... | 69 |
| Figura 3.9 – Equipamento triaxial para cargas repetidas | 71 |
| Figura 3.10 – Transdutores de deslocamento e pistão de carga | 71 |
| Figura 3.11 – Tensões horizontais no plano médio das camadas granulares estimadas pelo ELSYM5 – $E_{sg} = 50$ MPa | 72 |
| Figura 3.12 – Tensões horizontais no plano médio das camadas granulares estimadas pelo ELSYM5 – $E_{sg} = 150$ MPa..... | 73 |
| Figura 3.13 – Comportamento típico quanto a deformações permanentes..... | 74 |
| Figura 3.14 – Posicionamento da manta geotêxtil sobre o subleito | 76 |
| Figura 3.15 – Execução da base do pavimento permeável | 77 |
| Figura 3.16 – Execução do revestimento em blocos intertravados vazados..... | 77 |
| Figura 3.17 – Execução do revestimento em PMF..... | 78 |
| Figura 3.18 – Estacionamento experimental permeável pronto..... | 78 |
| Figura 3.19 – Equipamentos para os levantamentos deflectométricos..... | 79 |
| Figura 4.1 – Curva de compactação para a brita GUm..... | 81 |
| Figura 4.2 – Curva de compactação para a brita GU2..... | 82 |
| Figura 4.3 – Curva de compactação para a brita GG1..... | 82 |
| Figura 4.4 – Influência do escalpo no peso específico aparente seco máximo | 84 |
| Figura 4.5 – Influência do escalpo na umidade ótima | 84 |
| Figura 4.6 – Índice de Suporte Califórnia para a brita GUm..... | 85 |
| Figura 4.7 – Índice de Suporte Califórnia para a brita GU2 sem escalpo | 85 |

| | |
|---|-----|
| Figura 4.8 – Índice de Suporte Califórnia para a brita GG1 sem escalpo | 86 |
| Figura 4.9 – Influência do escalpo no ISC..... | 86 |
| Figura 4.10 – Comportamento tensão-deformação para as britas estudadas | 88 |
| Figura 4.11 – Tensões axiais de ruptura para as britas estudadas | 88 |
| Figura 4.12 – Evolução dos módulos de Young com a tensão confinante | 90 |
| Figura 4.13 – Evolução do módulo tangente com a tensão confinante | 91 |
| Figura 4.14 – Evolução do módulo secante com a tensão confinante..... | 92 |
| Figura 4.15 – Módulos de resiliência | 93 |
| Figura 4.16 – Relações entre módulo de resiliência e módulo de Young..... | 94 |
| Figura 4.17 – Trajetórias de tensão e envoltórias de ruptura para a brita GUm | 96 |
| Figura 4.18 – Trajetórias de tensão e envoltórias de ruptura para a brita GU2 | 96 |
| Figura 4.19 – Trajetórias de tensão e envoltórias de ruptura para a brita GG1 (GC = 90%) .. | 97 |
| Figura 4.20 – Trajetórias de tensão e envoltórias de ruptura para a brita GG1 (GC = 100%) | 97 |
| Figura 4.21 – Envoltórias de resistência mobilizada para a brita GUm..... | 98 |
| Figura 4.22 – Envoltórias de resistência mobilizada para a brita GU2 | 99 |
| Figura 4.23 – Envoltórias de resistência mobilizada para a brita GG1 (GC = 90%) | 99 |
| Figura 4.24 – Envoltórias de resistência mobilizada para a brita GG1 (GC = 100%) | 99 |
| Figura 4.25 – Evolução do intercepto coesivo com a deformação vertical | 101 |
| Figura 4.26 – Evolução do ângulo de atrito interno com a deformação vertical | 101 |
| Figura 4.27 – Envoltórias de resistência mobilizada para $\epsilon_v = 0,5\%$ | 102 |
| Figura 4.28 – Envoltórias de resistência mobilizada para $\epsilon_v = 1,0\%$ | 103 |
| Figura 4.29 – Envoltórias de resistência mobilizada o para $\epsilon_v = 1,5\%$ | 103 |
| Figura 4.30 – Envoltórias de resistência mobilizada para $\epsilon_v = 2,0\%$ | 103 |
| Figura 4.31 – Deformações permanentes em multi-estágios para a brita GUm | 105 |
| Figura 4.32 – Deformações permanentes em multi-estágios para a brita GU2..... | 105 |
| Figura 4.33 – Deformações permanentes em multi-estágios para a brita GG1 (GC = 90%). | 106 |
| Figura 4.34 – Deformações permanentes em multi-estágios para a brita GG1 (GC = 100%) | 106 |
| Figura 4.35 – Influência do grau de compactação na relação entre ϵ_{pi} e σ_d | 108 |
| Figura 4.36 – Influência do grau de compactação na relação entre VDP e σ_d | 108 |
| Figura 4.37 – Influência da granulometria na relação entre ϵ_{pi} e σ_d | 109 |
| Figura 4.38 – Influência da granulometria na relação entre VDP e σ_d | 109 |

| | |
|---|-----|
| Figura 4.39 – Influência do grau de compactação na relação entre ε_{pi} e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ para a brita GG1 | 111 |
| Figura 4.40 – Influência do grau de compactação na relação entre VDP e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ para a brita GG1 | 111 |
| Figura 4.41 – Influência da granulometria na relação entre ε_{pi} e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ para as britas estudadas | 112 |
| Figura 4.42 – Influência da granulometria na relação entre VDP e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ para as britas estudadas | 112 |
| Figura 4.43 – Ensaios de deformações permanentes em corpos-de-prova virgens de brita GG1 (GC = 100%) | 114 |
| Figura 4.44 – Influência da história de tensões na relação entre ε_{pi} e σ_d | 114 |
| Figura 4.45 – Influência da história de tensões na relação entre VDP e σ_d | 115 |
| Figura 4.46 – Influência da história de tensões na relação entre ε_{pi} e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ | 115 |
| Figura 4.47 – Influência da história de tensões na relação entre VDP e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ | 116 |
| Figura 4.48 – Deformações permanentes em multi-estágios para a brita GG1 (GC = 103%) | 117 |
| Figura 4.49 – Influência do grau de compactação na relação entre ε_{pi} e σ_d | 118 |
| Figura 4.50 – Influência do grau de compactação na relação entre VDP e σ_d | 118 |
| Figura 4.51 – Deformações permanentes na brita GUm para $\sigma_d = 170$ kPa..... | 121 |
| Figura 4.52 – Deformações permanentes na brita GUm para $\sigma_d = 127$ kPa..... | 121 |
| Figura 4.53 – Deformações permanentes na brita GU2 para $\sigma_d = 145$ kPa e 191 kPa..... | 122 |
| Figura 4.54 – Deformações permanentes na brita GG1 para $\sigma_d = 80$ kPa e 132 kPa..... | 123 |
| Figura 4.55 – Evolução do Mr para ensaios em multi-estágios, GUm..... | 124 |
| Figura 4.56 – Evolução do Mr para ensaios em multi-estágios, GU2..... | 125 |
| Figura 4.57 – Evolução do Mr para ensaios em multi-estágios, GG1 (GC = 90%)..... | 126 |
| Figura 4.58 – Evolução do Mr para ensaios em multi-estágios, GG1 (GC = 100%)..... | 127 |
| Figura 4.59 – Evolução do Mr para ensaios em multi-estágios, GG1 (GC = 103%)..... | 128 |
| Figura 4.60 – Evolução do Mr para corpos-de-prova virgens | 129 |
| Figura 4.61 – Evolução do Mr para $N > 10^5$ | 130 |
| Figura 4.62 – Extrapolações de deformações permanentes | 131 |
| Figura 4.63 – Influência da compactação e da história de tensões em relação a σ_d (10^6 ciclos) | 133 |
| Figura 4.64 – Influência da granulometria em relação a σ_d (10^6 ciclos) | 133 |
| Figura 4.65 – Tensões desvio calculadas pela Equação 2.1 com $\sigma_3 = 21$ kPa..... | 134 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.66 – Bacias de deflexões medidas no pavimento com PMF em 08/10/2003..... | 136 |
| Figura 4.67 – Bacias de deflexões medidas no pavimento com BI em 08/10/2003..... | 136 |
| Figura 4.68 – Bacias de deflexões medidas no pavimento com PMF em 11/02/2004..... | 136 |
| Figura 4.69 – Bacias de deflexões medidas no pavimento com BI em 11/02/2004..... | 137 |
| Figura 5.1 – Tensões verticais no plano médio das camadas granulares constituídas pelos materiais estudados..... | 143 |
| Figura 5.2 – Tensões verticais no plano médio da camada granular das estruturas..... | 143 |
| Figura 5.3 – Tensões horizontais no plano médio das camadas granulares constituídas pelos materiais estudados..... | 144 |
| Figura 5.4 – Tensões horizontais no plano médio da camada granular das estruturas consideradas | 145 |
| Figura 5.5 – Módulos de resiliência obtidos iterativamente | 146 |
| Figura 5.6 – Comportamento de camadas granulares sob cargas repetidas..... | 148 |
| Figura 5.7– Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada para a brita GUm..... | 148 |
| Figura 5.8 – Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada para a brita GU2..... | 149 |
| Figura 5.9 – Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada para a brita GG1 (GC = 90%)..... | 150 |
| Figura 5.10 – Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada para a brita GG1 (GC = 100%) | 150 |
| Figura 5.11 - Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada para o pavimento permeável..... | 152 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 2.1 – Faixas granulométricas da especificação DAER – ES – P 04/91..... | 23 |
| Tabela 2.2 – Características requeridas para sub bases pela especificação DAER – ES – P 04/91..... | 23 |
| Tabela 2.3 – Características requeridas para bases pela DAER – ES – P 08/91..... | 24 |
| Tabela 2.4 – Faixas granulométricas da especificação DAER – ES – P 08/91..... | 24 |
| Tabela 2.5 – Faixas granulométricas da especificação DNER – ES 303/97..... | 25 |
| Tabela 2.6 – Parâmetros de resistência obtidos por Lekarp et al. (1996)..... | 29 |
| Tabela 2.7 – Especificações granulométricas do <i>Mn/Road project</i> | 30 |
| Tabela 2.8 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento para os agregados estudados por Garg e Thompson (1997)..... | 31 |
| Tabela 2.9 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos agregados estudados por Theyse (2000)..... | 32 |
| Tabela 2.10 – Características dos agregados estudados por Saeed <i>et al.</i> (2001) | 33 |
| Tabela 2.11 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos agregados estudados por Saeed <i>et al.</i> (2001)..... | 34 |
| Tabela 2.12 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento em materiais granulares | 34 |
| Tabela 2.13 – Parâmetros dos modelos (2.8) a (2.10) para agregados do <i>Mn Road</i> (Garg e Thompson, 1997)..... | 36 |
| Tabela 2.14 – Parâmetros dos modelos (2.11) e (2.12) (Niekerk <i>et al.</i> , 2000)..... | 37 |
| Tabela 2.15 – Parâmetros do modelo (2.13) (Lekarp e Isacsson, 2001)..... | 38 |
| Tabela 2.16 – Parâmetros do modelo (2.14) obtidos por Lekarp <i>et al.</i> (1996)..... | 41 |
| Tabela 2.17 – Parâmetros de regressão obtidos por Garg e Thompson (1997) para deformações permanentes | 43 |
| Tabela 2.18 – Parâmetros do modelo (2.18) obtidos por Niekerk <i>et al.</i> (2000)..... | 44 |
| Tabela 2.19 – Parâmetros dos modelos (2.22) a (2.24), Theyse, (1997)..... | 49 |
| Tabela 2.20 – Parâmetros do modelo (2.25) para o cálculo da tensão limite “Shakedown” (Werkmeister <i>et al.</i> , 2001) | 52 |
| Tabela 2.21 – Infiltração de águas pluviais no subleito (Rainbault <i>et al.</i> , 2002)..... | 55 |
| Tabela 3.1 – Caracterização dos agregados (Casagrande, 2003) | 57 |
| Tabela 3.2 – Composições granulométricas avaliadas por Casagrande (2003)..... | 58 |
| Tabela 3.3 – Características de compactação e ISC das composições granulométricas estudadas por Casagrande (2003)..... | 58 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 3.4 - Composição granulométrica GUm..... | 61 |
| Tabela 3.5 – Classificação das composições estudadas quanto à granulometria | 62 |
| Tabela 3.6 – Ensaios triaxiais realizados na dissertação | 75 |
| Tabela 4.1 – Características de compactação sem escalpo | 83 |
| Tabela 4.2 – Índices de Suporte Califórnia máximos em corpos-de-prova sem escalpo | 85 |
| Tabela 4.3 – Parâmetros do modelo (4.1) para os módulos de Young em função da tensão confinante..... | 90 |
| Tabela 4.4 – Parâmetros do modelo (4.7) para os módulos de resiliência em função dos módulos de Young | 95 |
| Tabela 4.5 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento e de resistência mobilizada para os materiais estudados..... | 100 |
| Tabela 4.6 – Parâmetros dos modelos (4.8) e (4.9)..... | 107 |
| Tabela 4.7 – Parâmetros de regressão estatística para os modelos (4.10) e (4.11) | 110 |
| Tabela 4.8 – Parâmetros dos modelos (4.8) a (4.11) para corpos-de-prova virgens | 116 |
| Tabela 4.9 – Parâmetros dos modelos (4.8) e (4.9)..... | 119 |
| Tabela 4.10 – Tensões para as quais a ruptura ocorre a 10^6 , 2×10^6 e 5×10^6 ciclos | 132 |
| Tabela 4.11 – ϵ_v e c_m e ϕ_m relativos à tensão para a qual a ruptura é atingida nas extrapolações propostas | 134 |
| Tabela 4.12 – Parâmetros calculados a partir das bacias de deflexões..... | 137 |
| Tabela 5.1 – Configurações estruturais avaliadas com o ELSYM5 | 140 |
| Tabela 5.2 – Tensões e M_r no plano médio das camadas granulares | 142 |
| Tabela 5.3– Resultados da análise com o ELSYM5 | 151 |

RESUMO

MALYSZ, R. Comportamento Mecânico de Britas Empregadas em Pavimentação. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Camadas granulares têm um importante papel no comportamento global de estruturas de pavimentos, especialmente quando possuem revestimentos delgados ou não possuem revestimento. Para estabelecer métodos de projeto mais eficientes e critérios construtivos, é necessário que a resposta das camadas granulares sob a ação do tráfego seja bem compreendida e levada em consideração. Assim, esta dissertação relata resultados de uma pesquisa sobre o comportamento quanto à resistência ao cisalhamento e deformações permanentes de três britas (uma graduada e duas uniformes com diferentes tamanhos máximos de partícula). Foram realizados ensaios triaxiais estáticos e dinâmicos obtendo-se os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, módulos de Young, módulos de resiliência e o comportamento quanto a deformações permanentes. Para a brita graduada, desenvolveu-se um estudo complementar sobre o efeito do grau de compactação (90% e 100%) no seu comportamento mecânico. Uma observação conjunta dos resultados estáticos e dinâmicos associada a uma análise mecanística proporciona uma visão global dos resultados obtidos. A brita graduada, com grau de compactação de 100%, mostrou-se um agregado de excelente qualidade, apresentando bom comportamento quanto a deformações permanentes e elevada resistência ao cisalhamento, porém os seus módulos de resiliência foram apenas razoáveis. Surpreendentemente, a granulometria uniforme com menor “tamanho máximo de agregado” apresentou um bom comportamento mecânico, porém devido aos seus baixos módulos de resiliência, não pode ser utilizada como camada de base. O seu uso fica restrito a pavimentos permeáveis sob tráfego de veículos leves, conforme demonstrado pelos resultados do monitoramento de um estacionamento experimental analisado nesta dissertação. As britas: uniforme com maior “tamanho máximo de agregado”(GU2) e graduada (GG1) com grau de compactação de 90%, apresentaram baixa resistência ao cisalhamento e alta deformabilidade plástica, comprometendo o seu uso como camada de base. De forma geral, foi confirmada a influência do grau de compactação e da granulometria no comportamento mecânico de materiais granulares. Nem o Índice de Suporte Califórnia e nem a resistência ao cisalhamento mostraram-se bons indicativos do comportamento de materiais granulares quanto a deformações permanentes.

Palavras-chave: pavimentos, deformações permanentes, ensaios triaxiais

ABSTRACT

MALYSZ, R. Comportamento Mecânico de Britas Empregadas em Pavimentação. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

In pavements, especially when unsurfaced or thinly surfaced, granular layers play a preponderant role in the structure global behaviour. In order to establish more efficient design methods and constructing criteria, the structural answer of granular layers under traffic loads must be thoroughly understood and taken into account. Thus, this dissertation reports the results of a research on the shear strength and permanent deformation behaviour of three unbound aggregates, one well graded (GG1) and two uniformly graded (GU2 and GUm). Static and repeated loading triaxial tests were carried out on compacted specimens, in order to obtain Mohr-Coulomb shear strength parameters (effective cohesive interception, c' , and angle of internal friction, ϕ'), Young's and resilient moduli, as well as models of permanent deformation behaviour. An additional study on the effects of degree of compaction (DOC) on the mechanical behaviour of GG1 gradation was carried out, testing specimens compacted at 90% and 100% DOC. A parallel analysis of shear and deformation results made possible a global view of the studied aggregates mechanical behaviour. The well-graded material (GG1), when compacted at 100% DOC, showed an excellent behaviour relating to shear strength and permanent deformation and reasonable resilient moduli. The smaller uniformly graded aggregate (GUm gradation) displayed rather good permanent deformation behaviour, but due to the deficient elastic strain behaviour, its use is not possible in pavement bases trafficked by heavy loads. However, its application in bases of permeable pavements, subjected just to car traffic, has been proved feasible, as verified by the results of an experimental parking lot monitoring analysed in this dissertation. The coarser uniformly graded aggregate (GU2 gradation), as well as GG1 gradation compacted at 90% DOC, presented poor strength and permanent deformation behaviour and should not be used as base materials. All in all, it was confirmed the influence of compaction degree and gradation on the mechanical behaviour of unbound aggregates and it was also shown that neither CBR values nor shear strength parameters are reliable indicatives of unbound aggregates permanent deformation behaviour.

Key-words: pavement, permanent deformation, triaxial tests

1 INTRODUÇÃO

O crescimento do transporte rodoviário de cargas é uma realidade que sobrecarrega a malha rodoviária brasileira. Lado a lado com esse crescimento, surgem novos veículos de carga, que se tornam mais pesados, aumentando as solicitações impostas às estruturas. Para que os pavimentos suportem tais solicitações com eficiência, os métodos utilizados em projetos e execução de pavimentos devem acompanhar o aumento em número e carga dos veículos em operação.

Camadas granulares têm um importante papel no comportamento global da estrutura de pavimentos, especialmente quando possuem revestimentos delgados ou não possuem revestimento. Para estabelecer métodos de projeto mais eficientes e critérios construtivos, é necessário que a resposta das camadas granulares sob a ação do tráfego seja bem compreendida e levada em consideração.

A maior parte das pesquisas tem abordado o comportamento de misturas asfálticas (quanto à fadiga e deformações permanentes) e o comportamento elástico de solos e materiais granulares. Porém, estruturas delgadas ou estruturas médias submetidas a elevados níveis de carga, podem sofrer um acúmulo excessivo de deformações permanentes. O efeito dessas deformações nas camadas do pavimento é o aparecimento de afundamentos de trilha de roda (ATR) na superfície. Esta degradação pode comprometer severamente a segurança viária, principalmente em dias de chuva, quando o acúmulo de água nos afundamentos de trilha de roda, freqüentemente causa o fenômeno de hidroplanagem. Assim, fica evidente a importância dos estudos de comportamento quanto a deformações permanentes em materiais granulares.

Poucos estudos vêm sendo realizados, no que se refere a deformações permanentes em materiais granulares. Isso se deve ao fato de que os ensaios para a determinação de parâmetros de deformações permanentes exigem equipamentos especiais (cargas repetidas na compressão triaxial), são demorados e para estruturas com revestimentos espessos (acima de 5 cm) tais deformações, de forma geral, não são expressivas.

A avaliação de parâmetros de deformações permanentes tem especial importância quando é aplicada a materiais que não atendem às especificações tradicionais dos órgãos rodoviários. Este é o caso da utilização de britas de granulometria uniforme em bases e sub-

bases de pavimentos. Esses materiais podem ser utilizados como camada estrutural drenante, otimizando o desempenho dos pavimentos.

No Rio Grande do Sul, características de deformabilidade elástica e de condutividade hidráulica de britas bem graduadas e uniformes foram alvo do estudo desenvolvido por Casagrande (2003). O estudo demonstrou que britas uniformes possuem elevada condutividade hidráulica, em função do seu alto índice de vazios e comportamento elástico adequado à utilização em pavimentos, devido ao grande atrito entre as partículas.

Esta dissertação dá continuidade ao estudo iniciado por Casagrande (2003), analisando resultados de ensaios triaxiais de deformações permanentes e resistência ao cisalhamento em uma brita graduada e outras duas com granulometria uniforme. Esses resultados permitiram a obtenção da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb e de modelos para a previsão de deformações permanentes. Ainda, foi proposta uma análise conjunta de resistência e deformabilidade, verificando-se as possíveis utilizações das britas estudadas como camadas de pavimentos.

Agregados de granulometria uniforme têm aplicação certa em um tipo especial de pavimento. Trata-se de estruturas normalmente conhecidas como pavimentos permeáveis ou estruturas reservatório, que se destinam a reduzir o escoamento superficial de águas pluviais, armazenando-as em seu interior, até que infiltrem no subleito. Porém tais pavimentos normalmente não se destinam a receber tráfego pesado e são utilizados como estacionamento de veículos leves e passeios urbanos.

Com o emprego de uma das britas estudadas, foi construído pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS, um pavimento permeável experimental. Nesta dissertação o referido pavimento foi avaliado segundo os procedimentos já citados (análise conjunta de resistência e deformabilidade) e por levantamentos de campo (levantamentos de deflexões e de afundamentos de trilha de roda).

Assim, esta dissertação teve como objetivo geral analisar o comportamento mecânico de britas de granulometria graduada e uniforme, avaliando os efeitos da compactação e da distribuição granulométrica.

Os objetivos específicos foram:

- Determinar parâmetros de resistência ao cisalhamento (ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' e intercepto coesivo efetivo, c') e de resistência mobilizada para as deformações de 0,5; 1,0; 1,5 e 2,0%, para as britas estudadas;
- Avaliar a evolução dos módulos de Young com a tensão confinante e tentar correlacioná-los com os módulos de resiliência ;
- Estudar o comportamento quanto a deformações permanentes dos materiais considerados e propor modelos para a sua estimativa;
- Propor um procedimento de análise conjunta de resultados de resistência ao cisalhamento e deformações permanentes, estabelecendo possíveis utilizações para as britas estudadas;
- Avaliar o comportamento do pavimento permeável experimental a partir do procedimento proposto (análise conjunta de resistência e deformabilidade) para as britas estudadas e de ensaios de campo.

Esta dissertação está estruturada em 6 capítulos, iniciando por este, intitulado “Capítulo 1 – Introdução” que apresenta o problema de pesquisa, a sua relevância, os objetivos e a estrutura da dissertação.

O “Capítulo 2 – Comportamento Mecânico de Materiais Granulares” apresenta uma revisão bibliográfica com resultados de resistência ao cisalhamento e deformações permanentes de materiais granulares, uma apresentação dos conceitos referentes à teoria “*Shakedown*” para deformações permanentes, procedimentos para análise mecânica de pavimentos e conceitos relativos a pavimentos permeáveis.

A metodologia utilizada para cumprir os objetivos é apresentada no “Capítulo 3 – Materiais e Métodos”, bem como a caracterização dos agregados utilizados.

Os resultados obtidos nos ensaios de laboratório são apresentados e analisados no “Capítulo 4 – Apresentação e Análise dos Resultados”, onde são feitas comparações entre os parâmetros obtidos para as britas estudadas.

No “Capítulo 5 – Análise Conjunta de Resistência e Deformabilidade” é feita uma avaliação do comportamento dos agregados como parte integrante de estruturas de pavimentos, sugerindo possíveis aplicações para os agregados estudados.

As conclusões obtidas são apresentadas no “Capítulo 6 – Conclusões e Sugestões”, bem como algumas sugestões que orientam a continuidade da pesquisa.

2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MATERIAIS GRANULARES

A filosofia de dimensionamento de pavimentos flexíveis tem como um dos seus principais objetivos limitar o aparecimento de afundamentos de trilhas de roda na estrutura (Lekarp, 1999). Desta forma, é fundamental conhecer-se o comportamento quanto a deformações permanentes dos materiais utilizados em pavimentação.

A solicitação de um pavimento flexível por cargas impostas pelo tráfego origina deformações resilientes ou elásticas (ϵ_r) e permanentes ou plásticas (ϵ_p). Segundo Medina (1997), pesquisadores pioneiros no estudo da deformabilidade de pavimentos, como Hveem, preferiram o termo deformação resiliente ao termo deformação elástica, sob o argumento de que estas deformações, nos pavimentos, são muito maiores que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro (concreto, aço, etc.). E ainda, que resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações.

Embora a deformação permanente durante um ciclo de carga seja normalmente apenas uma fração da deformação total produzida por cada repetição de carga, o acúmulo de um grande número destas pequenas deformações plásticas pode levar o pavimento a uma eventual ruptura devida a afundamentos de trilhas de roda excessivos (Lekarp e Dawson, 1998).

2.1 ESPECIFICAÇÕES DE AGREGADOS PARA SUB-BASES E BASES GRANULARES

Tradicionalmente os órgãos rodoviários responsáveis pela fiscalização da construção de estradas exigem que a qualidade dos agregados obedeça a especificações que envolvem ensaios de caracterização, compactação, índice de suporte Califórnia (ISC), abrasão Los Angeles e sanidade. No Brasil, nas rodovias da malha federal, o órgão competente é o DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura em Transportes) que veio a substituir o antigo DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem), cujas especificações continuam em vigor. Em nível estadual, o DAER/RS (Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul) regulamenta as obras rodoviárias. Para o caso de sub-bases e bases granulares, dispõe-se das seguintes especificações:

- DAER – ES – P 04/91 – Sub-base Granular
- DAER – ES – P 08/91 – Base Granular
- DNER – ES – 301/97 – Pavimentação – Sub-base Estabilizada Granulometricamente
- DNER – ES 303/97 - Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente

Segundo a especificação DAER – ES – P 04/91, as sub-bases são designadas como de classe 1, 2, 3 e 4, porém a especificação não faz referência ao nível de tráfego para o qual as classes devem ser utilizadas. Os materiais para classes 1, 2 e 3 devem enquadrar-se nas condições indicadas na Tabelas 2.1 e 2.2, além de não apresentar perda superior a 12% no ensaio de sanidade, expansão máxima de 1% e achar-se isentos de matéria vegetal e outras substâncias deletérias. A fração retida na peneira número 10 deverá ser constituída de partículas duras ou duráveis, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados. Para o caso específico de sub-bases de classe 4, cuja granulometria não é especificada, o índice de suporte Califórnia (ISC), determinado na energia do Proctor modificado, deve ser superior a 20% e ter um equivalente de areia (EA) superior a 20%.

Tabela 2.1 – Faixas granulométricas da especificação DAER – ES – P 04/91

| Peneiras | Classe 1 | Classe 2 | Classe 3 |
|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 2" | 100 | - | - |
| 1" | 75 – 95 | - | - |
| 3/8" | - | 100 | - |
| Nº 4 | 30 – 60 | 50 – 100 | 100 |
| Nº 30 | 12 – 24 | 20 – 40 | 25 – 55 |
| Nº 200 | 0 - 15 | 0 - 20 | 0 - 25 |

Tabela 2.2 – Características requeridas para sub bases pela especificação
DAER – ES – P 04/91

| Ensaio | Classe 1 | Classe 2 | Classe 3 |
|---------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| ISC | 30 | 20 | 20 |
| EA | 25 | 25 | 20 |

A especificação DNER – ES – 301/97 é bastante sucinta no que se refere a materiais utilizados em sub-bases granulares. Exige ISC superior a 20% e expansão inferior a 1%. A fração retida na peneira número 10 deve ser constituída de partículas duras, isentas de fragmentos moles, material orgânico ou outras substâncias prejudiciais. A referida especificação não faz menção à granulometria.

As bases granulares são designadas como de classe A, B e C pela especificação DAER – ES – P 08/91. Para as três classes, os agregados deverão apresentar perda por abrasão no ensaio Los Angeles inferior a 40% e 10% de perda no ensaio de sanidade; devem estar isentos de material vegetal e outras substâncias nocivas. Para bases de classe A, o agregado deve possuir no mínimo 90% de partículas em peso, tendo pelo menos duas faces britadas. As porcentagens mínimas para duas faces britadas são 70% para classe B e 25% para classe C. Os valores mínimos para ISC e equivalente de areia são apresentados na Tabela 2.3 e as faixas granulométricas são apresentadas na Tabela 2.4.

Tabela 2.3 – Características requeridas para bases pela DAER – ES – P 08/91

| Ensaio | Valor Mínimo (%) | | |
|--------|------------------|----------|----------|
| | Classe A | Classe B | Classe C |
| ISC | 100 | 90 | 80 |
| EA | 50 | 40 | 30 |

Tabela 2.4 – Faixas granulométricas da especificação DAER – ES – P 08/91

| Tamanho da Peneira | Classe A | | Classe B | | Classe C | |
|--------------------|----------------|--------|----------------|--------|----------|--------|
| | Tamanho Máximo | | Tamanho Máximo | | | |
| | 1 1/2" | 3/4" | 1 1/2" | 3/4" | | |
| 2" | 100 | - | 100 | - | - | - |
| 1 1/2" | 90-100 | - | 90-100 | - | - | - |
| 1" | - | 100 | - | 100 | 100 | 100 |
| 3/4" | 50-65 | 90-100 | 50-65 | 90-100 | 50-85 | 60-100 |
| No 4 | 30-45 | 35-55 | 30-45 | 35-55 | 35-65 | 50-85 |
| No 30 | 10-25 | 10-30 | 10-25 | 10-30 | 17-34 | 28-50 |
| No 200 | 2-9 | 2-9 | 2-9 | 2-9 | 5-15 | 5-20 |

As faixas granulométricas para bases granulares, apresentadas na Tabela 2.5, são especificadas pela DNER – ES 303/97 de acordo com o volume de tráfego previsto no dimensionamento, representado pelo número equivalente de operações do eixo padrão (N). A referida especificação exige que a fração passante na peneira número 40 deve apresentar limite de liquidez inferior ou igual a 25% e índice de plasticidade inferior ou igual a 6%, se esses limites forem ultrapassados, o equivalente de areia deverá ser maior que 30%. Também, a porcentagem de material que passa na peneira número 200 não deve ultrapassar 2/3 da porcentagem passante na peneira número 40. O ISC deve ser maior que 60% com expansão máxima de 0,5% na energia intermediária. Para rodovias em que o tráfego previsto para o período de projeto ultrapassar o valor de $N = 5 \times 10^6$, o ISC da camada de base deve ser superior a 80%, na energia modificada. Da mesma forma que nas outras especificações citadas, o material retido na peneira número 10 deve ser constituído de partículas duras e resistentes, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, além de estarem isentas de matéria vegetal ou outras substâncias prejudiciais. A perda por abrasão no ensaio Los Angeles deve ser inferior a 55%.

Tabela 2.5 – Faixas granulométricas da especificação DNER – ES 303/97

| Tipos | Para $N > 5 \times 10^6$ | | | | Para $N < 5 \times 10^6$ | | Tolerâncias da faixa de projeto |
|--------|--------------------------|---------|---------|----------|--------------------------|----------|---------------------------------------|
| | A | B | C | D | E | F | |
| | % em peso passando | | | | | | |
| 2" | 100 | 100 | - | - | - | - | ± 7 |
| 1" | - | 75 – 90 | 100 | 100 | 100 | 100 | ± 7 |
| 3/8" | 30 – 65 | 40 – 75 | 50 – 85 | 60 – 100 | - | - | ± 7 |
| Nº 4 | 25 – 55 | 30 – 60 | 35 – 65 | 50 – 85 | 55 – 100 | 10 – 100 | ± 5 |
| Nº 10 | 15 – 40 | 20 – 45 | 25 – 50 | 40 – 70 | 40 – 100 | 55 – 100 | ± 5 |
| Nº 40 | 8 – 20 | 15 – 30 | 15 – 30 | 25 – 45 | 20 – 50 | 30 – 70 | ± 2 |
| Nº 200 | 2 - 8 | 5 - 15 | 5 - 15 | 10 - 25 | 6 – 20 | 8 - 25 | ± 2 |

É oportuno observar que, embora bastante detalhadas, as especificações não asseguram um bom comportamento das camadas granulares de pavimentos, uma vez que o que assegura é durabilidade a solicitações mecânicas e a esforços gerados por variações climáticas. O bom desempenho das camadas granulares, quanto à resistência ao cisalhamento

e deformabilidade, não deve ser atribuído exclusivamente a valores elevados de ISC nem à inclusão em determinada faixa granulométrica. Daí a necessidade de avançar-se no conhecimento do comportamento mecânico de agregados.

2.2 ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS

Os ensaios triaxiais estáticos têm o objetivo de determinar a resistência ao cisalhamento dos materiais. Define-se por resistência ao cisalhamento a tensão de cisalhamento atuante no plano de ruptura, no instante da ruptura e entende-se por ensaio triaxial convencional aquele onde o corpo de prova é submetido a uma trajetória de tensões iniciando por compressão isotrópica, até a tensão de confinamento desejada, seguida pela aplicação de uma tensão desvio até a ruptura por cisalhamento.

O comportamento quanto à ruptura é representado pelos parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb: intercepto coesivo efetivo (c') e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'). A tensão vertical de ruptura (σ_{1f}) é determinada a partir de c' e ϕ' e também da tensão confinante efetiva (σ'_3), segundo a equação (2.1):

$$\sigma_{1,f} = \frac{(1 + \operatorname{sen} \phi') \cdot \sigma'_3 + 2 \cdot c' \cdot \cos \phi'}{(1 - \operatorname{sen} \phi')} \quad (2.1)$$

Lambe e Whitman (1969) afirmam que são utilizados, de forma alternativa, diagramas q-p para mostrar os resultados dos ensaios triaxiais. Os pontos q e p, utilizados para o cálculo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, correspondem ao pico das curvas de tensão deformação e são definidos pelas equações (2.2) e (2.3) respectivamente. A curva ajustada através desses pontos é chamada linha k_f . A envoltória de Mohr ou a linha k_f podem ser usadas indistintamente. Porém, quando são feitos vários ensaios em série, é mais usual utilizar-se a linha k_f , pois, é mais fácil ajustar uma curva aos pontos do diagrama q-p do que tangenciar diversos círculos de Mohr justapostos.

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.2)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2.3)$$

Dos diagramas q-p são obtidos os parâmetros “a” e “ α ” e não os parâmetros de resistência ao cisalhamento tradicionais da envoltória de Mohr-Coulomb. A linha k_f é apresentada na forma genérica pela equação (2.4). As relações entre os parâmetros da curva k_f e os parâmetros de resistência ao cisalhamento da envoltória de Mohr-Coulomb são apresentadas pelas equações (2.5) e (2.6). A Figura 2.1 ilustra genericamente um diagrama q x p e os seus parâmetros de resistência ao cisalhamento.

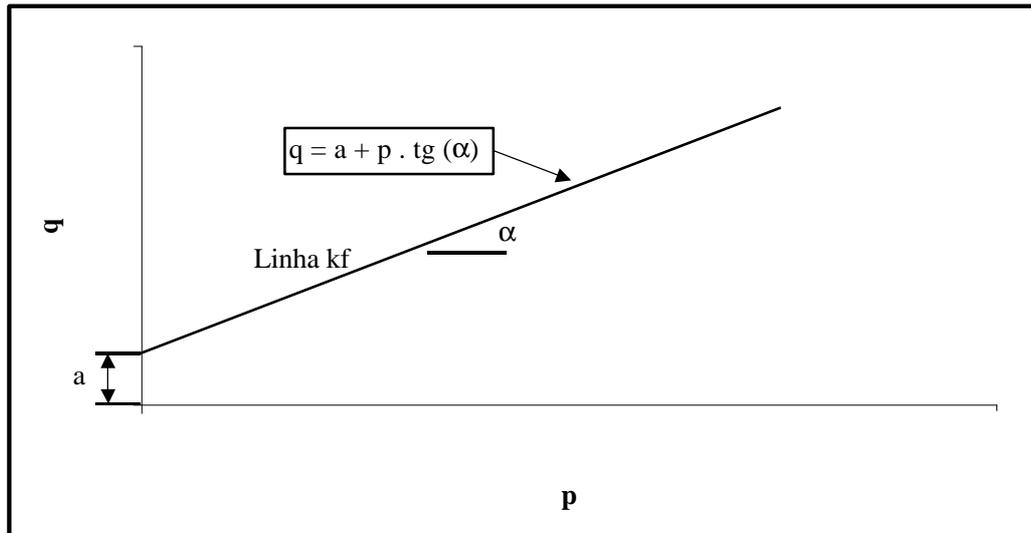


Figura 2.1 – Diagrama q x p (Lambe e Whitman, 1969)

$$q = a + p \cdot \text{tg}(\alpha) \quad (2.4)$$

$$\text{sen}(\mathbf{f}) = \text{tg}(\mathbf{a}) \quad (2.5)$$

$$c' = \frac{a}{\cos(\mathbf{f})} \quad (2.6)$$

A utilização de ensaios triaxiais para a avaliação do comportamento mecânico de agregados requer um cuidado especial no que se refere às dimensões do corpo de prova. Agregados graúdos podem influenciar os resultados dos ensaios, necessitando de corpos-de-prova de grandes dimensões para que os resultados sejam confiáveis. Lekarp e Isacsson (2001), afirmam que, para que os ensaios sejam representativos, o diâmetro do corpo-de-prova deve ser pelo menos cinco vezes maior que o máximo tamanho de partícula. Também

sugerem que a altura do corpo-de-prova deve ser igual a duas vezes o diâmetro. Já Theyse (2000) afirma que, se a razão entre o diâmetro do corpo de prova e o máximo tamanho de agregado for menor do que 4, a resistência do material será superestimada. Assim, não há consenso sobre qual é a razão limite.

Lekarp e Isacsson (2000) relataram o desenvolvimento de um equipamento triaxial com capacidade para ensaiar corpos-de-prova com diâmetro de 500 mm e altura de 1000 mm, possibilitando ensaiar-se materiais com partículas da ordem de 100 mm e corpos de prova com várias camadas simulando um pavimento real. Isto permite a avaliação do comportamento das interfaces das camadas e de camadas constituídas de granulometrias do tipo macadame.

O comportamento de materiais granulares quanto a deformações permanentes no ensaio triaxial de carregamento repetido pode ser representado a partir da razão entre a tensão vertical cíclica aplicada (σ_1) e a tensão vertical de ruptura obtida no ensaio triaxial convencional ($\sigma_{1,f}$). Autores como Lekarp *et al.* (1996), Garg e Thompson (1997), Niekerk *et al.* (2000) e Theyse (2000) utilizaram resultados de ensaios triaxiais estáticos para definir os níveis de tensão desvio aplicados em ensaios de deformações permanentes sob cargas repetidas.

Lekarp *et al.* (1996) estudaram o comportamento quanto a deformações permanentes de diversos agregados comumente utilizados como sub-bases de pavimentos no Reino Unido, tais como: granodiorito, calcário, resíduos de ardósia, uma mistura de areia e pedregulho e uma areia. Nesse estudo, os parâmetros de resistência dos agregados foram determinados a partir de ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 15 x 30 cm. Os resultados obtidos variaram entre 49 e 145 kPa e entre 58 e 67°, para coesão e ângulo de atrito interno respectivamente, conforme apresentado na Tabela 2.6. Os agregados britados mostraram envoltórias similares e interceptos coesivos relativamente altos. A areia mostrou resistência bem mais baixa e pouca coesão. A mistura areia-pedregulho apresentou propriedades intermediárias.

Tabela 2.6 – Parâmetros de resistência obtidos por Lekarp et al. (1996)

| Natureza do agregado | c` (kPa) | f` (°) |
|-----------------------------|-----------------|---------------|
| Granodiorito | 76 | 55 |
| Calcário | 79 | 59 |
| Resíduo de ardósia | 82 | 49 |
| Areia-pedregulho | 25 | 39 |
| Areia | 5 | 29 |

O agregado mais utilizado em bases granulares na Holanda é o resíduo de demolição da construção civil. A mistura é constituída de concreto e alvenaria britados de forma a serem enquadrados nas especificações granulométricas holandesas. Niekerk *et al.* (2000) realizaram ensaios triaxiais convencionais nesses agregados utilizando corpos de prova de 30 x 60 cm compactados nas umidades de 6, 8, 10 e 12%, o que resultou em graus de compactação de 97, 100, 103, 105%. Foi avaliada a curva média da faixa granulométrica especificada pelas normas holandesas. Os ensaios foram realizados segundo a modalidade de deformações controladas a uma velocidade de deformação de 0,167%/s. Os valores de $\sigma_{1,f}$ foram obtidos em multi-estágios de carga, ou seja, após o corpo de prova mobilizar o máximo de resistência (para o confinamento utilizado), um incremento de tensão confinante é imposto ao sistema, aumentando a resistência do corpo de prova e dando-se prosseguimento ao ensaio. A seqüência de tensões confinantes utilizada foi 12, 36 e 72 kPa, obtendo-se coesões de 55, 98, 89 e 142 kPa e ângulos de atrito interno de 37, 40, 43 e 44° para a curva média da faixa especificada nos graus de compactação e umidades citados.

Outras granulometrias para o material reciclado foram avaliadas no grau de compactação de 100% por Niekerk *et al.* (2002). Para os limites: superior e inferior da faixa granulométrica holandesa, as coesões obtidas foram 49 e 31 kPa e os ângulos de atrito interno foram de 42 e 43°. Para a curva média os valores foram $c` = 48$ kPa e $\phi` = 45^\circ$, o que sugere uma forte variabilidade da mistura de agregados estudada, já que para o mesmo material e grau de compactação de 100%, foram encontrados valores de $c` = 98$ kPa e $\phi` = 40^\circ$ no estudo relatado em 2000. Também foi avaliada uma granulometria denominada uniforme, porém atendendo às especificações granulométricas, para a qual obteve-se $c` = 20$ kPa e $\phi` = 43^\circ$. A resistência ao cisalhamento também foi avaliada em corpos de prova previamente submetidos

a ensaios de deformações permanentes. A aplicação de 10^6 ciclos de carga originou um acréscimo significativo na coesão e um decréscimo no ângulo de atrito interno. Os autores concluem que a granulometria certamente influencia o comportamento mecânico desses agregados, porém tem um papel secundário quando comparado à influência do grau de compactação.

Seis composições granulométricas, especificadas na Tabela 2.7, foram utilizadas como base e sub-base dos pavimentos estudados no projeto de pesquisa rodoviária do estado americano de Minnessota (*Mn/Road project*). Garg e Thompson (1997) determinaram os parâmetros de resistência ao cisalhamento desses agregados a partir de ensaios que denominaram ensaios triaxiais de cisalhamento rápido. Essa denominação foi dada devido à alta velocidade de deformações utilizada (12,5% /s). Os ensaios foram realizados em corpos de prova de 15 x 30 cm a tensões confinantes de 34, 69, 103, 138 e 207 kPa, obtendo-se coesões de 48 a 124 kPa e ângulos de atrito interno de 31 a 51°. Os resultados obtidos para cada classe de agregado estudado são mostrados na Tabela 2.8. Foi observado que, quando a umidade do corpo de prova diminui, ocorre um incremento na tensão de ruptura e no ângulo de atrito interno.

Tabela 2.7 – Especificações granulométricas do *Mn/Road project*

| Classe do agregado | Material passante (%) | | | | | | | | |
|--------------------|-----------------------|--------|--------|------|--------|--------|-------|-------|--------|
| | 1-1/2". | 1" | 3/4" | 1/2" | 3/8" | Nº 4 | Nº 10 | Nº 40 | Nº 200 |
| CL – 1C sp | -- | -- | 100 | -- | 65-90 | 40-70 | 25-50 | 10-30 | 4-12 |
| CL – 1F sp | -- | -- | 100 | -- | 80-95 | 65-85 | 45-70 | 25-45 | 8-16 |
| CL – 3 sp | -- | -- | -- | 100 | 95-100 | 85-100 | 65-90 | 30-50 | 8-15 |
| CL – 4 sp | 100 | 95-100 | 90-100 | -- | 80-95 | 70-85 | 55-70 | 15-30 | 5-10 |
| CL – 5 sp | -- | 100 | 90-100 | -- | 70-85 | 55-70 | 35-55 | 15-30 | 3-8 |
| CL – 6 sp | -- | 100 | 85-100 | -- | 50-70 | 30-50 | 15-30 | 5-15 | 0-5 |

Tabela 2.8 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento para os agregados estudados por Garg e Thompson (1997)

| Material | c` (kPa) | f` (°) |
|-----------------|-----------------|---------------|
| CL – 1C sp | 48 | 35 |
| CL – 1F sp | 97 | 31 |
| CL – 3 sp | 48 | 44 |
| CL – 3 sp | 48 | 44 |
| CL – 4 sp | 48 | 45 |
| CL – 4 sp | 117 | 31 |
| CL – 5 sp | 55 | 39 |
| CL – 5 sp | 76 | 43 |
| CL – 6 sp | 124 | 47 |
| CL – 6 sp | 97 | 51 |

Na República Sul-africana, conforme relata Theyse (2000), foram construídas pistas experimentais com camadas estruturais constituídas por: pedra britada, um tipo de cinza denominada *clinker ash* e um macadame hidráulico com *filler*. Tais pavimentos foram solicitados por um simulador de tráfego móvel denominado *Heavy Vehicle Simulator* (HVS) a fim confirmar resultados laboratoriais. A partir de corpos de prova moldados nas dimensões de 15 x 30 cm e submetidos a tensões confinantes de 20, 80 e 140 kPa, determinaram-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento referentes aos materiais, em diversas umidades e graus de compactação. Ressalta-se, porém, que os corpos de provas moldados em macadame hidráulico não respeitaram a relação entre o diâmetro do corpo-de-prova e o tamanho máximo de agregado igual no mínimo a 4 (muitos autores sugerem no mínimo 5). Os valores para o intercepto coesivo variaram entre 25 e 165 kPa e os ângulos de atrito interno entre 46 e 61°, conforme Tabela 2.9. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento da cinza foram superiores aos do macadame e aos da brita. A resistência do macadame, que se esperava que fosse mais alta, foi semelhante à da brita.

Tabela 2.9 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos agregados estudados por Theyse (2000)

| Material | GC (%) | c' (kPa) | | | f' (°) | | |
|------------------------|--------|-----------------------|-----|-----|-----------------------|----|----|
| | | Teor de umidade (%) | | | Teor de umidade (%) | | |
| | | 3 | 5 | 7 | 3 | 5 | 7 |
| brita | 81 | 95 | 68 | 28 | 53 | 49 | 49 |
| | 83 | 120 | 36 | 26 | 51 | 51 | 50 |
| | 85 | 103 | 51 | 43 | 55 | 51 | 48 |
| Clinker ash | | Teor de umidade (%) | | | Teor de umidade (%) | | |
| | | 5 | 10 | 15 | 5 | 10 | 15 |
| | 69 | 101 | 140 | 146 | 56 | 53 | 50 |
| | 72 | 165 | 105 | 121 | 56 | 59 | 54 |
| | 75 | 89 | 132 | 108 | 61 | 61 | 59 |
| Macadame hidráulico | | Grau de Saturação (%) | | | Grau de Saturação (%) | | |
| | | 30 | 60 | | 30 | 60 | |
| | 80 | 55 | 78 | | 50 | 46 | |
| | 88 | 98 | 64 | | 59 | 52 | |

Para Saeed *et al.* (2001), a resistência ao cisalhamento é identificada como a propriedade com maior importância para o desempenho de camadas estruturais de pavimentos. O ensaio triaxial parece ser o mais indicado para a obtenção de tal comportamento e as tensões de confinamento sugeridas pelos autores são 34, 69 e 103 kPa. Nessa pesquisa foram estudados agregados como: arenito, granito, uma mistura de areia e pedregulho (depósito glacial), calcário, gabro, dolomita, basalto e pedregulho; que apresentaram os desempenhos apresentados na Tabela 2.10. Os ensaios foram realizados nas condições: “seca” e “úmida”. A condição seca é caracterizada pela condução dos ensaios com o corpo de prova na umidade ótima e a condição úmida por um período de saturação seguido de drenagem. Foram encontrados interceptos coesivos de 0 a 1248 kPa* e ângulos de atrito interno de 41 a 58° para a condição seca. Para a condição úmida, os interceptos coesivos

* Este valor é apresentado na referência consultada, mas parece pouco provável que seja verdadeiro. Pois verifica-se na Tabela 2.11 que trata-se do material denominado II – 15, descrito na Tabela 2.10 como tendo um desempenho “fraco”.

variaram entre 0 e 90 kPa e ângulos de atrito interno de 29 e 59°. Os resultados são mostrados detalhadamente na Tabela 2.11. Os autores observam que os ensaios não se destinam a obter parâmetros de projeto e sim avaliar o potencial de desempenho dos agregados estudados. Destacam, ainda, os seguintes aspectos positivos do ensaio triaxial:

- É universalmente aceito na obtenção da resistência ao cisalhamento de solos;
- É possível aplicar-se diferentes estados de tensões;
- É possível variar-se a umidade dos corpos-de-prova.

Tabela 2.10 – Características dos agregados estudados por Saeed *et al.* (2001)

| Amostra | Estado de origem | Tipo de rocha | Informações fornecidas pelos Departamentos Estaduais de Estradas | |
|---------|------------------|---------------------|--|--|
| | | | Desempenho | Comentários |
| II – 6 | Pensilvânia | Arenito | Fraco | Utilizado principalmente como sub-base |
| II – 7 | Pensilvânia | Arenito | Bom | |
| II – 8 | Virgínia | Granito | Bom | |
| II – 9 | Virgínia | Granito | Fraco | Ligeiramente fora das especificações granulométricas |
| II – 10 | Minessota | Areia e pedregulho | Bom | Depósito glacial |
| II – 11 | Minessota | Calcário | Fraco | |
| II – 12 | Califórnia | Gabro | Bom | Similar a agregados utilizados em concretos asfálticos |
| II – 13 | Texas | Aglomerado calcário | Bom | Material usado como base após tratamento com 1% de cal |
| II – 14 | Indiana | Dolomita | Bom | |
| II – 15 | Indiana | Dolomita | Fraco | |
| II – 16 | Oregon | Basalto | Bom | Não ocorreram rupturas de bases nos últimos 10 anos |
| II – 17 | Texas | Pedregulho | Regular | |

Tabela 2.11 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos agregados estudados por Saeed *et al.* (2001)

| Amostra | Condição Seca | | Condição Úmida | |
|---------|---------------|-------------|----------------|-------------|
| | c' (kPa) | ϕ' (°) | c' (kPa) | ϕ' (°) |
| II – 6 | 10 | 50 | 88 | 40 |
| II – 7 | 47 | 49 | 54 | 39 |
| II – 8 | 77 | 49 | 57 | 54 |
| II – 9 | 84 | 41 | 34 | 50 |
| II – 10 | 0 | 55 | 13 | 48 |
| II – 11 | 0 | 58 | 89 | 50 |
| II – 12 | 69 | 54 | 49 | 55 |
| II – 13 | 10 | 46 | 10 | 46 |
| II – 14 | 44 | 52 | 77 | 50 |
| II – 15 | 1251 | 56 | 83 | 52 |
| II – 16 | 88 | 50 | 0 | 59 |
| II – 17 | 27 | 48 | 67 | 29 |

Na Tabela 2.12 apresenta-se uma síntese dos valores de parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento dos agregados relatados nesta seção.

Tabela 2.12 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento em materiais granulares

| Autor | c' (kPa) | f' (°) |
|------------------------------|------------|----------|
| Garg e Thompsom (1997) | 48 – 124 | 31 - 51 |
| Lekarp <i>et al.</i> (1996) | 5 - 82 | 29 - 59 |
| Niekerk <i>et al.</i> (2000) | 4 – 142 | 37 – 44 |
| Niekerk <i>et al.</i> (2002) | 20 - 49 | 40 - 45 |
| Theyse (2000) | 26 – 121 | 48 – 55 |
| Saeed <i>et al.</i> (2001) | 0 - 1251 | 29 - 59 |

2.3 ENSAIOS TRIAXIAIS PARA MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES RESILIENTES

Nos ensaios triaxiais para medidas de deformações resilientes são aplicadas cargas cíclicas com o objetivo de determinar o comportamento elástico dos materiais em função do estado de tensões. Para representar o comportamento são utilizados modelos que relacionam o módulo de resiliência com as tensões atuantes. Os modelos mais conhecidos são o $M_r-\sigma_3$ (módulo em função da tensão confinante) e $M_r-\theta$ (módulo em função do somatório das tensões principais).

O módulo de resiliência é definido pela equação (2.7):

$$M_r = \frac{S_d}{e_r} \quad (2.7)$$

Onde:

- M_r é o módulo de resiliência
- σ_d é a tensão desvio
- ϵ_r é a deformação resiliente

A definição do módulo de resiliência é importante para definir-se o comportamento tensão-deformação em camadas estruturais de pavimentos sujeitos a cargas repetidas de curta duração.

O comportamento elástico de agregados tem sido largamente estudado, porém nesta revisão bibliográfica focalizam-se apenas as avaliações feitas em conjunto com deformações permanentes de agregados. Dessa forma, nesta seção são abordados os mesmos estudos relatados em 2.2.

Os ensaios realizados por Garg e Thompson (1997) foram conduzidos com pulsos de carga de 0,1 s de duração e um período de descanso de 0,9 s. Após a fase de condicionamento (1000 ciclos a $\sigma_3 = 103$ kPa e $\sigma_d = 310$ kPa), foram aplicados 100 ciclos de carga para relações entre a tensão desvio e a tensão confinante (σ_d/σ_3) de 2 e 3, medindo-se o módulo a cada ciclo de carga. As tensões confinantes utilizadas foram 34, 69, 103 e 238 kPa. Os resultados obtidos foram ajustados segundo os modelos: $K-\theta$, modelo de Uzan e modelo de

U. T. Austin, mostrados em (2.8), (2.9) e (2.10)*. Os parâmetros de regressão para os agregados estudados são mostrados na Tabela 2.13.

$$Mr = K \cdot \theta^n \quad (2.8)$$

$$Mr = K3 \cdot \log \theta^{K4} \cdot \sigma_d^{K5} \quad (2.9)$$

$$Mr = N6 \cdot \sigma_d^{N7} \cdot \sigma_3^{N8} \quad (2.10)$$

Onde:

- Mr é o módulo de resiliência
- σ_d é a tensão desvio
- σ_3 é a tensão confinante
- θ é a soma das tensões principais
- K, n, K3, K4, K5, N6, N7 e N8 são parâmetros dos modelos

Tabela 2.13 – Parâmetros dos modelos (2.8) a (2.10) para agregados do *Mn Road* (Garg e Thompson, 1997)

| Material | w | g_d | K-q | | | Uzan | | | | UT-Austin | | | |
|----------|-----|-------------------|------|------|----------------|------|------|-------|----------------|-----------|-------|------|----------------|
| | % | KN/m ³ | K | n | R ² | K3 | K4 | K5 | R ² | N6 | N7 | N8 | R ² |
| CL-1C sp | 7,0 | 22,4 | 5719 | 0,24 | 0,70 | 6252 | 0,14 | 0,09 | 0,71 | 7516 | 0,15 | 0,08 | 0,97 |
| CL-1F sp | 8,3 | 20,3 | 3917 | 0,44 | 0,98 | 3543 | 0,62 | -0,20 | 1,00 | 7942 | 0,07 | 0,35 | 0,99 |
| CL-3 sp | 8,0 | 20,5 | 2012 | 0,65 | 0,99 | 1774 | 0,88 | -0,25 | 1,00 | 5574 | 0,13 | 0,50 | 0,98 |
| CL-3 sp | 6,8 | 20,3 | 2707 | 0,60 | 0,99 | 2420 | 0,81 | -0,22 | 0,99 | 6922 | 0,13 | 0,46 | 0,98 |
| CL-4 sp | 9,4 | 21,1 | 6460 | 0,20 | 0,89 | 5764 | 0,42 | -0,24 | 0,94 | 9925 | -0,05 | 0,24 | 1,00 |
| CL-4 sp | 7,9 | 20,8 | 2410 | 0,60 | 0,94 | 2033 | 0,91 | -0,34 | 0,95 | 6632 | 0,06 | 0,51 | 0,90 |
| CL-5 sp | 6,8 | 21,9 | 3827 | 0,45 | 0,88 | 3181 | 0,79 | -0,37 | 0,91 | 8842 | -0,02 | 0,44 | 0,93 |
| CL-5 sp | 7,7 | 22,3 | 5358 | 0,32 | 0,93 | 4980 | 0,45 | -0,15 | 0,94 | 8983 | 0,05 | 0,26 | 0,98 |
| CL-6 sp | 6,3 | 21,5 | 2583 | 0,64 | 1,00 | 2647 | 0,59 | 0,05 | 1,00 | 5736 | 0,30 | 0,34 | 0,99 |
| CL-6 sp | 5,4 | 21,3 | 2807 | 0,64 | 1,00 | 2737 | 0,68 | -0,05 | 1,00 | 6707 | 0,24 | 0,39 | 0,99 |
| CL-6 sp | 7,3 | 21,0 | 3206 | 0,62 | 1,00 | 3225 | 0,61 | 0,01 | 1,00 | 7121 | 0,27 | 0,35 | 0,99 |
| CL-6 sp | 6,3 | 2,23 | 4597 | 0,57 | 1,00 | 4478 | 0,62 | -0,05 | 1,00 | 10049 | 0,22 | 0,35 | 1,00 |

* Nos modelos (2.8) a (2.10) os módulos e as tensões são medidas em psi (1 psi \cong 0,007 MPa)

Niekerk *et al.* (2000) avaliaram o comportamento elástico de agregados a diferentes graus de compactação. Foram utilizadas cargas cíclicas com frequência de 5 Hz e medidas, com auxílio de um LVDT, as deformações resilientes no terço médio do corpo-de-prova, em cada estado de tensões após 50 ciclos de carga. A dependência do Mr em relação ao estado de tensões foi considerada pelos modelos Mr- θ (2.11) e de Uzan (2.12) utilizados. A Tabela 2.14 apresenta os parâmetros dos modelos. Tensões confinantes de 12, 24, 36, 48, 60 e 72 kPa e relações $\sigma_d/\sigma_3 = 2, 3, 4, 5, 6, 7$ e 8 compõem os estados de tensões avaliados. O efeito do grau de compactação no comportamento elástico dos materiais foi quantificado. Quando o grau de compactação aumentou de 97,3 para 105,2% os módulos de resiliência aumentaram de 130 para 260 kPa ($\theta = 100$ kPa) e de 285 para 570 kPa ($\theta = 800$ kPa).

$$Mr = k_1 \cdot \left(\frac{q}{q_o} \right)^{k_2} \quad (2.11)$$

$$Mr = k_1 \left(\frac{s_3}{s_{3,0}} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{s_d}{s_{d,0}} \right)^{k_3} \quad (2.12)$$

Onde:

- Mr é o módulo de resiliência em MPa
- θ é a soma das tensões principais (kPa)
- σ_3 é a tensão confinante (kPa)
- σ_d é a tensão desvio (kPa)
- $\theta_o, \sigma_{3,o}, \sigma_{d,o}$ são valores de referência (1 kPa)
- k_1, k_2, k_3 são parâmetros dos modelos

Tabela 2.14 – Parâmetros dos modelos (2.11) e (2.12) (Niekerk *et al.*, 2000)

| GC | K ₁ | K ₂ | K ₃ | R ² |
|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|
| (%) | (MPa) | (-) | (-) | (-) |
| 97 | 48,1 | 0,266 | | 0,80 |
| | 64,7 | 0,091 | 0,171 | 0,82 |
| 100 | 14,9 | 0,465 | | 0,84 |
| | 26,9 | 0,227 | 0,236 | 0,85 |
| 103 | 26,9 | 0,439 | | 0,98 |
| | 45,7 | 0,119 | 0,297 | 0,99 |
| 105 | 43,5 | 0,385 | | 0,97 |
| | 69,8 | 0,077 | 0,279 | 0,99 |

Utilizando um equipamento triaxial de grandes proporções, Lekarp e Isacsson (2001) executaram ensaios de deformações resilientes em uma brita calcária, em concreto reciclado e em uma mistura areia-pedregulho. Foram utilizados corpos de prova de 50 x 100 cm compactados em 10 camadas com auxílio de um martelo vibratório. Os ensaios iniciaram com uma fase de condicionamento de 5000 ciclos e tensões confinantes variando de 10 a 100 kPa e tensões desvio de 5 a 600 kPa. As deformações resilientes foram medidas a cada 100 ciclos de carga, aplicados a uma frequência de 1 Hz, com tensões confinantes entre 10 e 220 kPa e tensões desvio entre 0 (somente σ_3 cíclica) e 605 kPa. Os ensaios foram executados com tensões confinantes pulsantes (σ_3 cíclico) e tensões confinantes constantes obtendo um comportamento muito semelhante, porém, com módulos ligeiramente inferiores no caso de σ_3 constante. O modelo utilizado para representar o comportamento elástico da brita calcária em diversos “tamanhos máximos de partícula” é apresentado pela expressão (2.13) e os parâmetros do modelo, na Tabela 2.15.

$$Mr = a \cdot (p)^b \quad (2.13)$$

Onde:

- Mr é o módulo de resiliência em MPa
- p é a média das tensões principais (kPa)
- a e b são parâmetros do modelo

Tabela 2.15 – Parâmetros do modelo (2.13) (Lekarp e Isacsson, 2001)

| Tamanho máximo de partícula (mm) | a | b | R² |
|---|----------|----------|----------------------|
| 90 | 24,0 | 0,60 | 0,99 |
| 63 | 25,7 | 0,58 | 0,98 |
| 32 | 20,6 | 0,60 | 0,99 |
| 16 | 19,77 | 0,59 | 0,98 |

2.4 ENSAIOS TRIAXIAIS PARA MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES

O equipamento triaxial de carregamento repetido para ensaiar materiais granulares tem sido usado em diversos países (Lekarp e Isacsson, 2001). A utilização do ensaio triaxial na estimativa de deformações permanentes vem aumentando, devido ao impacto que o aparecimento de trilhas de roda causa na segurança viária.

Segundo Huang (1993) o aparecimento de trilhas de roda é devido principalmente ao decréscimo da espessura das camadas estruturais do pavimento. Em torno de 91% dos afundamentos ocorrem no pavimento em si, com 32% no revestimento, 14% na base e 45% na sub-base. Sendo assim, apenas 9% dos afundamentos ocorrem no subleito (camada final de terraplenagem). Dados mostraram que a mudança na espessura das camadas não ocorre por densificação e sim por movimentos laterais dos materiais (cisalhamento).

Entre os fatores que influenciam o comportamento plástico de materiais granulares, Lekarp *et al* (2000) citam: o nível de tensões aplicado, a reorientação das tensões principais, o número de ciclos de carga, o teor de umidade ou o grau de saturação, a história de tensões, a massa específica aparente seca, a granulometria, o teor de finos e o tipo de agregado como alguns destes fatores. As deformações permanentes são diretamente proporcionais à tensão desvio e inversamente proporcionais à tensão confinante (Lekarp *et al*, 2000).

Gidel *et al* (2002) calibraram seus modelos de previsão de desempenho variando o tipo de agregado, o teor de finos, o grau de compactação e o teor de umidade para estimar o módulo de resiliência inicial do corpo-de-prova. Variando o tipo de agregado, o módulo de resiliência inicial (previsto pelo modelo anterior), o grau de compactação e o estado de tensões, foram estimadas as deformações permanentes.

A extensa pesquisa de Lekarp (1999) proporcionou conclusões muito importantes com relação à influência de diversos parâmetros na resistência a deformações permanentes:

- Entre outras, verificou-se que a magnitude das deformações permanentes em materiais granulares é muito influenciada pela presença de água. Para graus de saturação elevados, a resistência a deformações permanentes decresce rapidamente, provavelmente pelo excesso de poro-pressões gerado. Portanto uma drenagem adequada nas camadas granulares é necessária.

- O aumento da massa específica aparente seca melhora significativamente a resistência a deformações permanentes.
- Quando o teor de finos (material passando na peneira nº 4) aumenta, a resistência a deformações permanentes diminui.
- O efeito da distribuição granulométrica das partículas não ficou bem estabelecido.
- Quanto à origem do agregado, foi sugerido que os materiais britados estão sujeitos a deformações permanentes menores que os pedregulhos naturais de formas mais arredondadas (não angulares).

Conforme Lekarp *et al.* (1996), é comumente observado que o desenvolvimento de deformações permanentes iniciais, por pós-compactação, varia muito de um corpo-de-prova para outro. De acordo com o modelo de Paute, a deformação permanente axial total em agregados é representada pela equação (2.14). O parâmetro “A” pode ser estimado a partir da envoltória de ruptura estática (representada pela equação (2.15) e pela Figura 2.2), utilizando-se a equação (2.16). Quanto ao desempenho dos agregados estudados, a brita e o calcário apresentaram resistência elevada, a mistura areia-pedregulho e o resíduo de ardósia resistências baixas e a areia um comportamento intermediário. Os parâmetros de regressão para o modelo de Paute e os estados de tensões utilizados em cada material são mostrados na Tabela 2.16.

$$\varepsilon_{1,p}(N) = \varepsilon_{1,p}^*(100) + A \left[1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right] \quad (2.14)$$

$$q_f = m \cdot (p + p^*) = m \cdot p + s \quad (2.15)$$

$$A = \frac{\frac{q_{\max}}{(p_{\max} + p^*)}}{a - b \cdot \left[\frac{q_{\max}}{p_{\max} + p^*} \right]} \quad (2.16)$$

Onde:

- $\varepsilon_{1,p}(N)$ é a deformação permanente axial total
- $\varepsilon_{1,p}(100)$ é a deformação permanente axial acumulada durante os primeiros 100 ciclos

- N é o número de ciclos de carga
- A e B são parâmetros dos modelos
- q_f é a tensão desvio no momento da ruptura estática
- m é a declividade da envoltória de ruptura estática
- p é a média das tensões normais
- p^* é um parâmetro de tensões definido como a intersecção da envoltória com o eixo p
- s é a coesão aparente
- a e b são arbitrados até obter-se um ajuste satisfatório

Tabela 2.16 – Parâmetros do modelo (2.14) obtidos por Lekarp *et al.* (1996)

| Material | q_{max} (kPa) | p_{max} (kPa) | $e_{1,p}(100)$ (10^{-4}) | A (10^{-4}) | B | r^2 |
|-----------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---|-------------------------------------|----------|-------------------------|
| Granodiorito | 292,7 | 112,1 | 9,37 | 83,02 | 0,019 | 0,988 |
| | 595,4 | 245,5 | 21,96 | 25,99 | 0,089 | 0,991 |
| | 293,1 | 169,2 | 9,02 | 8,16 | 0,165 | 0,987 |
| | 585,6 | 310,2 | 17,64 | 6,25 | 0,416 | 0,993 |
| Calcáreo | 296,1 | 117,5 | 7,10 | 14,42 | 0,049 | 0,973 |
| | 593,0 | 245,9 | 20,57 | 3418,58 | 0,003 | 0,836 |
| | 298,1 | 170,8 | 4,72 | 4,162 | 0,104 | 0,992 |
| | 594,4 | 312,6 | 16,96 | 286,83 | 0,011 | 0,989 |
| Resíduo de ardósia | 295,4 | 117,6 | 25,89 | 255,4 | 0,016 | 0,964 |
| | 589,4 | 292,5 | 211,66 | 1225,90 | 0,037 | 0,992 |
| | 591,5 | 388,1 | 71,60 | 8277,52 | 0,003 | 0,879 |
| | 295,4 | 170,0 | 94,78 | 277,19 | 0,054 | 0,985 |
| Areia e pedregulho | 198,0 | 199,3 | 3,73 | 38,33 | 0,019 | 0,805 |
| | 498,1 | 429,0 | 29,26 | 240,15 | 0,053 | 0,959 |
| | 395,7 | 346,5 | 14,45 | 239,30 | 0,016 | 0,855 |
| Areia | 78,8 | 96,2 | 39,52 | 45,47 | 0,205 | 0,999 |
| | 91,0 | 98,9 | 30,73 | 634,01 | 0,016 | 0,995 |
| | 103,4 | 101,1 | 121,01 | 178,10 | 0,197 | 0,998 |

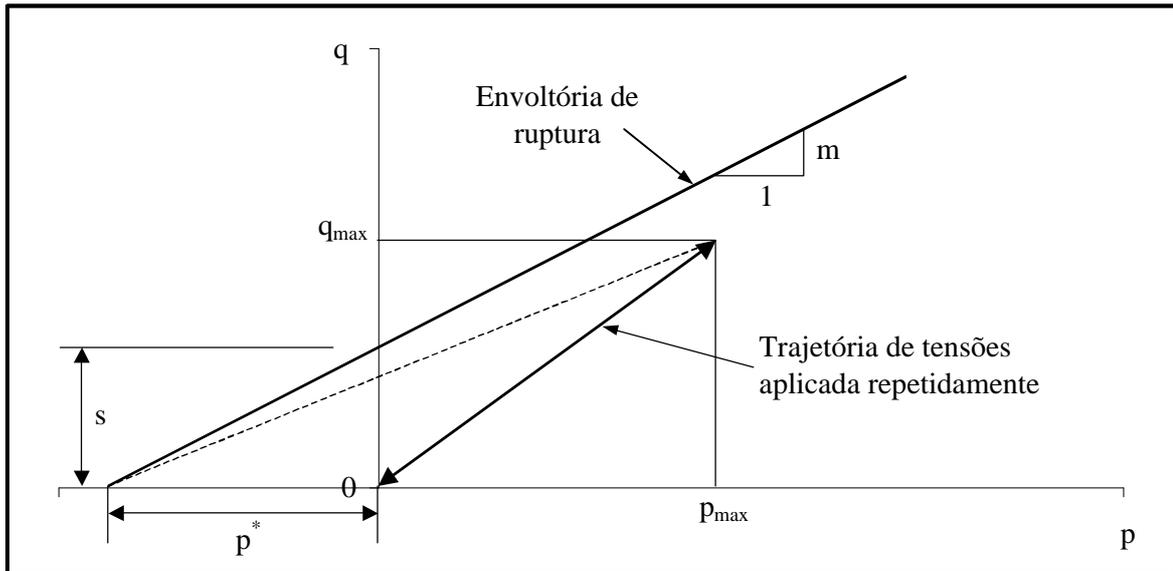


Figura 2.2 – Definição dos parâmetros dos modelos (2.15) e (2.16) (Lekarp *et al.*, 1996)

Os ensaios de deformações permanentes, executados por Garg e Thompson (1997) em agregados empregados nos pavimentos experimentais do projeto Mn Road (Tabela 2.13), seguiram uma fase de condicionamento de 1000 ciclos com tensão confinante de 103 kPa e tensão desvio de 310 kPa ($\sigma_d/\sigma_3 = 3$). Alguns materiais não suportaram este estado de tensões e foram, então, submetidos a uma tensão desvio mais baixa (207 kPa, $\sigma_d/\sigma_3 = 2$). As deformações permanentes, as deformações resilientes e as tensões desvio aplicadas foram registradas a 1, 10, 50, 100, 500 e 1000 ciclos de carga. Os resultados foram ajustados pelo modelo (2.17) e os parâmetros A e b são apresentados na Tabela 2.17. Nota-se que o material CL-1F foi condicionado no estado de tensões intermediário ($\sigma_d/\sigma_3 = 2$). O material CL-1C mostrou-se fortemente suscetível à formação de trilhas de roda, como evidencia o alto valor “b”, tendo sido condicionado em um estado de tensões inferior ($\sigma_d/\sigma_3 = 1,5$). Os autores concluíram que os ensaios de cisalhamento rápido e triaxiais de carregamento repetido podem ser usados para prever o comportamento de materiais granulares quanto a deformações permanentes.

$$\varepsilon_p (\%) = A \cdot (N)^b \quad (2.17)$$

Onde:

- N é número de aplicações cíclicas de carga
- A e b são parâmetros de regressão

Tabela 2.17 – Parâmetros de regressão obtidos por Garg e Thompson (1997) para deformações permanentes

| Material | A (%) | b | Razão de tensões | r ² |
|----------|--------|-------|------------------|----------------|
| CL-1C sp | 0,3526 | 0,450 | 103/69 | 0,99 |
| CL-1F sp | 0,8164 | 0,310 | 207/103 | 0,99 |
| CL-3 sp | 0,5163 | 0,110 | 310/103 | 0,99 |
| CL-3 sp | 0,4429 | 0,080 | 310/103 | 0,98 |
| CL-4 sp | 0,6257 | 0,240 | 310/103 | 0,99 |
| CL-4 sp | 1,0010 | 0,430 | 207/103 | 0,99 |
| CL-5 sp | 0,3341 | 0,440 | 207/103 | 0,99 |
| CL-5 sp | 0,2918 | 0,350 | 207/103 | 0,99 |
| CL-6 sp | 0,1511 | 0,134 | 310/103 | 0,98 |
| CL-6 sp | 0,1720 | 0,140 | 310/103 | 0,96 |
| CL-6 sp | 0,1070 | 0,155 | 310/103 | 0,99 |
| CL-6 sp | 0,2760 | 0,135 | 310/103 | 0,99 |

Niekerk *et al* (2000) realizaram ensaios triaxiais de deformações permanentes em um único nível de tensões confinantes $\sigma_3 = 12$ kPa e para três incrementos de $\sigma_1/\sigma_{1,f}$ com uma frequência para os ciclos de carga de 5 Hz. Os critérios de ruptura definidos pelos autores foram: 10 % de deformações acumuladas medidas no terço médio do corpo-de-prova ou a aplicação de 10^6 ciclos de carga. As dimensões utilizadas pelos autores para os corpos-de-prova foram 30 x 60 cm e as deformações acumuladas foram medidas para números definidos de ciclos de carga (100, 200, ..., 1.000, 2.000, ..., 10.000, 20.000, ..., 100.000, 200.000, ..., 1.000.000). Os corpos de prova submetidos ao carregamento triaxial foram compactados nos graus de compactação de 97, 100 e 103%, medindo-se deformações permanentes axiais e radiais. Os resultados laboratoriais foram ajustados segundo o modelo (2.18), cujos parâmetros são apresentados na Tabela 2.18.

$$e_p = A \cdot \left(\frac{N}{1000} \right)^B + C \cdot \left(e^{D \cdot \frac{N}{1000}} - 1 \right) \quad (2.18)$$

Onde:

- $A = a_1 \left(\frac{\mathbf{s}_1}{\mathbf{s}_{1,f}} \right)^{a_2}$
- $B = b_1 \left(\frac{\mathbf{s}_1}{\mathbf{s}_{1,f}} \right)^{b_2}$
- $C = c_1 \left(\frac{\mathbf{s}_1}{\mathbf{s}_{1,f}} \right)^{c_2}$
- $D = d_1 \left(\frac{\mathbf{s}_1}{\mathbf{s}_{1,f}} \right)^{d_2}$
- N é número de aplicações cíclicas de carga
- \mathbf{s}_1 é a tensão vertical aplicada
- $\mathbf{s}_{1,f}$ é a tensão vertical de ruptura
- $a_1, a_2, b_1, b_2, c_1, c_2, d_1, d_2$ são os parâmetros dos modelos

Tabela 2.18 – Parâmetros do modelo (2.18) obtidos por Niekerk *et al.* (2000)

| GC | e_p | a_1 | a_2 | b_1 | b_2 | c_1 | c_2 | d_1 | d_2 | r^2 |
|------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 97% | axial | -28,1 | 4,9 | 5,5 | 6,6 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0,96 |
| | radial | 43,1 | 6,0 | 13,1 | 8,6 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0,95 |
| 100% | axial | -0,4 | 1,3 | 0,6 | 1,2 | 1 | 2,9 | 1 | 6,5 | 0,94 |
| | radial | 0,2 | 0,8 | 1,0 | 1,3 | 1 | 2,4 | 1 | 6,8 | 0,96 |
| 103% | axial | -0,6 | 1,9 | 2,8 | 1,7 | 1 | 7,0 | 1 | 5,0 | 0,65 |
| | radial | 1,8 | 2,6 | 2,6 | 1,7 | 1 | 7,0 | 1 | 5,0 | 0,79 |

De acordo com os dados apresentados, os autores concluíram que, para o grau de compactação de 97% e para $\sigma_1 = 90$ e 135 kPa, foi atingido 10% de deformações permanentes para 1500 e 25000 ciclos de carga, respectivamente. Para os graus de compactação de 100 e 103%, os corpos-de-prova acumularam menos de 1% de deformações permanentes.

Theyse (2000) realizou ensaios triaxiais para deformações permanentes com características de carregamento diferentes das normalmente utilizadas. Foram utilizados 0,2 segundos para a duração do carregamento e 0,2 s para o tempo de repouso, enquanto o período de carga normalmente utilizado é de 0,1 s e o período de repouso depende da frequência do carregamento. Em cada corpo de prova foram aplicados 50.000 ciclos de carga. A avaliação do comportamento dos materiais estudados seguiu um modelo tridimensional de deformações permanentes em função do número de aplicações cíclicas de carga e do estado de tensões. Essas variáveis mostraram maior influência no comportamento mecânico em relação a outras, consideradas secundárias, como grau de compactação e grau de saturação. Os ensaios foram executados a diferentes tensões confinantes e desvio, de forma que a razão de tensões (R), representada pelas equações (2.19) e (2.20), fosse mantida constante para os diferentes materiais.

$$R = \left(\frac{\sigma_1^a - \sigma_3}{\sigma_3 \left(\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right) + 2 \cdot c \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} \right) \quad (2.19)$$

$$R = \left(\frac{\sigma_1^a - \sigma_3}{\sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} \right) \quad (2.20)$$

Onde:

- σ representa tensões principais (kPa)
- ϕ é o ângulo de atrito interno ($^\circ$)
- c é a coesão (kPa)
- σ_1^a é a tensão principal maior atuante (kPa)
- σ_3 é a tensão principal menor (kPa)

A escolha entre a razão de tensões representada por uma ou outra expressão traz poucas conseqüências práticas. Quatro valores foram definidos para a razão de tensões, em cada material, o que permitiu a determinação do número de ciclos requerido para induzir um determinado nível de deformações permanentes. Assim, para os níveis de deformação definidos foi possível determinar-se modelos bidimensionais, mais convenientes para projetos

usuais de pavimentos. A partir dos resultados obtidos concluiu-se que os parâmetros de resistência (estáticos) não são os únicos indicadores de resistência a deformações permanentes sob carregamento repetido. Alguns materiais com alta resistência ao cisalhamento (clinker ash) não apresentaram um bom comportamento quanto a deformações permanentes sob carregamento cíclico.

A representação dos resultados dos ensaios triaxiais de deformações permanentes também pode ser feita utilizando-se a relação σ_1/σ_3 , como feito por Werkmeister *et al.* (2001). Nota-se que os parâmetros de resistência dos materiais não aparecem na relação, dispensando, portanto, a execução de ensaios triaxiais convencionais. Os autores utilizaram tensões confinantes de 70, 140, 210, e 280 kPa, relações $\sigma_1/\sigma_3 = 1,0$ até 8,0 e avaliaram uma série de modelos para a previsão de deformações permanentes, concluindo que a equação (2.21) pode ser utilizada para representar o comportamento dos materiais .

$$\varepsilon_{1p}(N > 100) = 0,5(m \cdot N + B \cdot N^D + C) \quad (2.21)$$

Onde:

- N é o número de ciclos de carga
- m, B, C e D são parâmetros do modelo

No Brasil, o trabalho desenvolvido por Guimarães (2001) avaliou a evolução das deformações permanentes em solos e, paralelamente, a variação do módulo de resiliência com o número de ciclos de carga. Foram estudados dois materiais: uma argila amarela oriunda de um talude de corte da BR 040/RJ, km 11 (utilizada como camada final de terraplenagem da pista experimental circular do IPR/DNER) e uma amostra de laterita proveniente da cidade de Brasília. É importante ressaltar que para os ensaios de compactação realizados na laterita de Brasília, não foram realizados com o procedimento de escalpo (substituição das partículas retidas na peneira de 19 mm por uma fração mais fina) sugerido pela NBR 7182/86, objetivando manter a granulometria original mais próximo à condição real de campo. O autor verificou a possível ocorrência de Shakedown (acomodamento das deformações permanentes) para níveis de tensões confinantes entre 50kPa e 120 kPa e tensões desvio cíclicas entre 25 e 200 kPa, aplicados a uma frequência de 2 Hz. Para os ensaios, foram utilizados corpos de prova de 10 x 20 cm.

As avaliações com o ensaio triaxial de deformações permanentes são particularmente importantes quando realizadas em materiais que não contemplam as exigências das especificações tradicionais dos órgãos rodoviários. Visando regulamentar estas avaliações, alguns órgãos como o “*Transit*” da Nova Zelândia desenvolveram especificações baseadas no desempenho dos materiais, conforme descrito por Arnold (2000). Com as especificações de desempenho, os empreiteiros da Nova Zelândia puderam empregar materiais alternativos na construção de rodovias, verificando em laboratório o desempenho dos materiais utilizados em campo.

Os ensaios realizados por Arnold (2000) avaliaram graus de compactação de 90 e 95 %, sob condições drenadas e não drenadas, na umidade ótima e na condição de saturação. Foram aplicados até 10^6 ciclos de carga com uma tensão confinante $\sigma_3 = 188$ kPa e uma tensão desvio $\sigma_d = 560$ kPa, medindo-se as deformações permanentes acumuladas e também as poro-pressões geradas. Na condição não drenada e umidade ótima, os ensaios se mostraram úteis para diferenciar os materiais quanto ao seu desempenho. Entretanto os corpos de prova com grau de compactação (GC) de 90% revelaram um desempenho satisfatório, contradizendo a experiência de campo, de onde se sabe que uma compactação tão deficiente geralmente leva a problemas. Já os ensaios realizados na condição drenada saturada mostraram todos os materiais com GC = 90% com desempenho inaceitável, concordando com a experiência de campo. Porém, sob condições drenadas e saturadas, o ensaio não consegue diferenciar entre materiais com GC = 95%. Concluiu-se, então, que ensaios não-drenados e na umidade ótima são mais sensíveis a granulometria e ensaios saturados drenados são mais sensíveis à compactação. Uma outra forma de utilizar os resultados dos ensaios é comparando-os com os de materiais conhecidos como a brita graduada.

Theyse (1997) apresenta modelos para a previsão do acúmulo de deformações permanentes obtidos a partir de pavimentos solicitados pelo HVS na África do Sul. Três modelos foram propostos: o primeiro em função do número de ciclos de carga, o segundo em função da tensão vertical no topo do subleito e um terceiro modelo em função destas duas variáveis. O comportamento dos pavimentos quanto a estas variáveis é representado pelas equações (2.22), (2.23) e (2.24):

$$PD = (m \times n + a) \times (1 - e^{-bN}) \quad (2.22)$$

$$PD = A(e^{Bs_v} - 1) \quad (2.23)$$

$$PD = 18 \times 10^{-6} \times N^{0.813} \times (e^{Bs_v} - 1) \quad (2.24)$$

Onde:

- PD é a deformação permanente acumulada
- N é o número de ciclos de carga
- σ_v é a tensão vertical no topo do subleito
- m, a, b, A, B são parâmetros dos modelos

Os ensaios realizados com o HVS, em vários tipos de materiais, com 78 configurações estruturais (onde variam o tipo de material e a espessura das camadas), resultaram nos parâmetros de modelos mostrados na Tabela 2.19. Os valores para “A” e “B” foram obtidos para 5 materiais diferentes e $N = 1.000, 3.000, 10.000, 30.000, 100.000, 300.000, 1.000.000, 3.000.000, 10.000.000, 30.000.000$ e $100.000.000$. Os resultados são mostrados na Figura 2.3, como envoltórias máxima e mínima dos valores de deformação permanente obtidos por Theyse (1997).

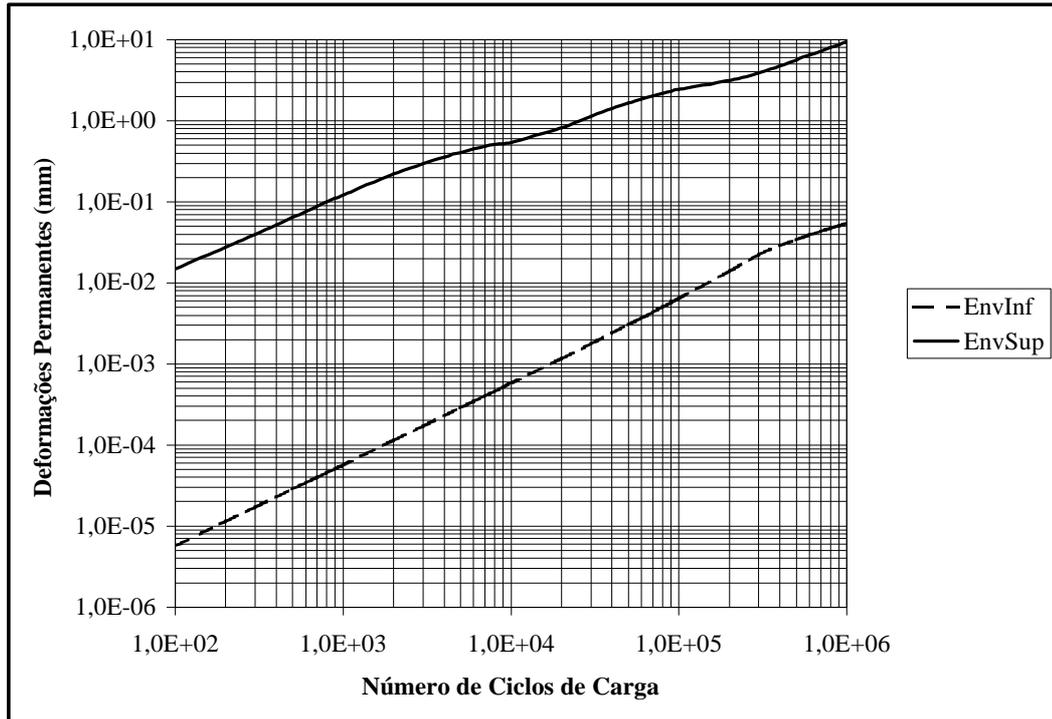


Figura 2.3 – Envoltórias de deformações permanentes (Theyse, 1997)

Tabela 2.19 – Parâmetros dos modelos (2.22) a (2.24), Theyse, (1997)

| | m | a | b | A | B |
|--------------|-----------------------|----------|-----------------------|--------------------|-----------------------|
| Max | $8,1 \times 10^{-6}$ | 3,12 | $2,07 \times 10^{-3}$ | 79 | $2,55 \times 10^{-2}$ |
| Min | 1×10^{-9} | 0,007 | 1×10^{-6} | 4×10^{-3} | $9,8 \times 10^{-3}$ |
| Media | $1,9 \times 10^{-6}$ | 0,57 | $1,75 \times 10^{-4}$ | 10,33 | $1,75 \times 10^{-2}$ |
| Desv. Padrão | $2,06 \times 10^{-6}$ | 0,77 | $4,04 \times 10^{-4}$ | 22,45 | $6,5 \times 10^{-3}$ |

2.5 A TEORIA DO “SHAKEDOWN”

As considerações sobre a teoria “*Shakedown*” constantes neste item são baseadas exclusivamente no trabalho de Werkmeister *et al* (2001).

Um pavimento pode ser projetado de forma que as deformações permanentes, em camadas estruturais, sejam de baixa magnitude, ou não existam. É importante que se conheça o nível de carga que define o fim do comportamento resiliente e o início das deformações permanentes. Com o conceito “*Shakedown*” é possível que este limite seja definido.

As deformações permanentes resultantes de um carregamento com baixa relação σ_d/σ_3 eventualmente encontram um estado de equilíbrio (após o período de pós-compactação). Para quocientes σ_d/σ_3 elevados as deformações permanentes aumentam rapidamente e podem levar o pavimento à ruptura. Isto faz surgir a possibilidade da existência de um nível crítico de tensões entre as condições estável e instável no pavimento, denominado limite “*Shakedown*”.

Um pavimento mostra uma acumulação progressiva de deformações permanentes sob carregamento repetido se a magnitude do carregamento exceder o limite “*Shakedown*”. Quando o carregamento cíclico está abaixo do limite “*Shakedown*” elástico (depois da pós-compactação), as deformações permanentes estabilizam e o pavimento estará em estado de “*Shakedown*”. Isto significa uma adaptação ao carregamento, e o pavimento se comportará elasticamente sob as cargas cíclicas adicionais. A existência de um nível crítico para a razão de tensões entre os estados estável e instável é explicada por esta teoria.

Existem quatro tipos de comportamento de uma estrutura elasto-plástica sob ciclos de carga repetidos:

- 0 – puramente elástico
- 1 – “*Shakedown*” elástico
- 2 – “*Shakedown*” plástico
- 3 – colapso incremental

Os comportamentos citados são mostrados na Figura 2.4, onde é observado que, para o “*Shakedown 0*”, não ocorrem deformações permanentes e o comportamento é puramente elástico.

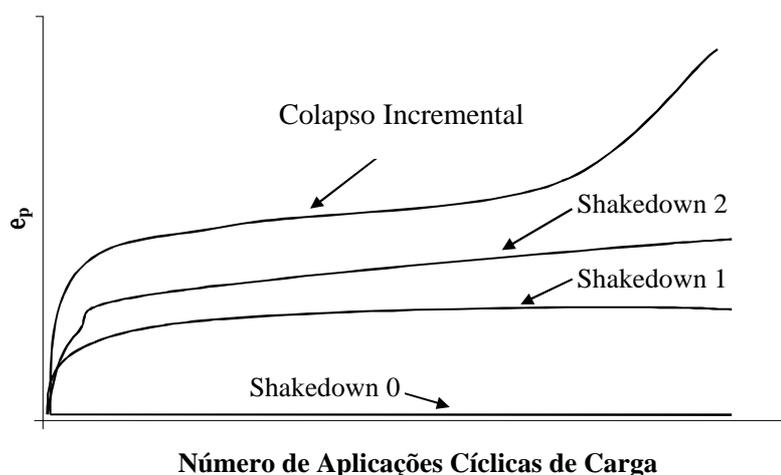


Figura 2.4 – Comportamento *Shakedown*

No limite 1 a resposta da estrutura é plástica para um número finito de aplicações de carga. Completado o período de pós-compactação o comportamento se torna puramente elástico e as deformações permanentes cessam. Nesta situação, não ocorrem quebras de partículas (ou são de menor importância) e ocorrem distorções apenas nos primeiros ciclos de carga (durante a consolidação inicial).

Com o aumento da razão de tensões a estrutura responderá de acordo com o limite 2 – “*Shakedown* plástico”. Durante os primeiros ciclos de carga, o alto nível de deformações diminui até um nível constante mais baixo. No limite 2, ocorrem distorções insignificantes.

Para altos níveis de carregamento a resposta da estrutura é sempre plástica e cada aplicação de carga resulta em um progressivo aumento nas deformações permanentes ϵ_p . Se o carregamento se aproxima da carga de ruptura, o decréscimo da taxa de deformações é muito lento. O início do processo de ruptura pode ser caracterizado por incrementos na razão de deformações permanentes. O limite 3 resulta em ruptura do pavimento pela formação de trilhas de roda e ainda, provavelmente ocorrerão quebra e abrasão de partículas.

Nos ensaios realizados por Werkmeister *et al* (2001) aplicaram-se tensões confinantes de 70, 140 e 210 kPa e σ_d/σ_3 variando de 1,0 até 8,0. Os resultados obtidos dos ensaios mostraram comportamentos situados nos limites 1, 2 e 3. O limite 0 (comportamento puramente elástico) provavelmente não existe para pavimentos, o que é evidenciado pela ocorrência da consolidação inicial (pós compactação) imposta pelo tráfego.

Os limites “*Shakedown*” podem ser calculados pela equação (2.25):

$$s_{SD} = A \times \ln(s_3) - B \quad (2.25)$$

Onde:

- σ_{SD} [kPa] – limite “*Shakedown*”
- σ_3 = [kPa] – tensão confinante
- A, B [-] – parâmetros do modelo

Os parâmetros A e B dependem: da granulometria, formato das partículas, superfície das partículas, teor de umidade, etc. Os valores de A e B, encontrados pelos autores para os materiais estudados, são mostrados na Tabela 2.20. Observa-se que esses valores são aproximadamente os mesmos para os dois materiais, portanto devem ter o mesmo comportamento quanto a deformações permanentes, quando submetidos ao mesmo estado de tensões.

Tabela 2.20 – Parâmetros do modelo (2.25) para o cálculo da tensão limite “*Shakedown*” (Werkmeister *et al.*, 2001)

| Limite “ <i>Shakedown</i> ” | Material | A | B |
|-----------------------------|------------------|-----|------|
| 1 | Granodiorito | 303 | 937 |
| 2 | Granodiorito | 505 | 1655 |
| 3 | Granodiorito | 606 | 2014 |
| 1 | Cascalho arenoso | 328 | 1098 |
| 2 | Cascalho arenoso | 505 | 1655 |
| 3 | Cascalho arenoso | 606 | 2014 |

2.6 ANÁLISE MECANÍSTICA

O dimensionamento de pavimentos flexíveis pode ser feito a partir dos resultados de ensaios triaxiais convencionais e de deformações permanentes sob cargas repetidas conforme proposto por Arnold *et al.* (2003). Os autores ensaiaram corpos de prova em carregamento monotônico e determinaram as envoltórias de ruptura de dois agregados provenientes da Irlanda do Norte; um intemperizado e de qualidade inferior e outro de boa qualidade, tomado

como referência. Os ensaios de carregamento repetido foram executados a valores de “p” ($1/3 [\sigma_1 + (2 \sigma_3)]$) de 75, 150 e 250 kPa e valores de “q” ($\sigma_1 - \sigma_3$) variando para cada p, de forma que, quando a tensão vertical era aumentada, a tensão confinante diminuía para que p permanecesse constante. O método de dimensionamento proposto baseia-se no fato de que, se o estado de tensões atuante está abaixo da envoltória de ruptura, ocorrerão apenas deformações de baixa magnitude. Por outro lado, se as tensões forem muito severas ocorrerão deformações mais acentuadas ou ruptura por cisalhamento. As tensões atuantes foram obtidas com a utilização do programa CIRCLY de análise elástico-linear. No procedimento proposto foi utilizada uma tensão residual de compactação de 30 kPa na direção horizontal; caso contrário a análise levaria a espessuras irreais.

Para uma análise mais completa do comportamento de pavimentos, Franco (2000) reuniu diversos modelos de previsão em um sistema computacional que permite ao usuário analisar o desempenho de pavimentos mecanicamente. Para o caso de camadas granulares, o modelo para previsão de deformações permanentes escolhido foi o de Tseng e Lytton. O sistema também incorporou modelos de comportamento relativos a revestimentos, solos estabilizados e solos de subleito. Foram realizadas análises da influência de diversos parâmetros relativos aos materiais, carregamento, clima e tráfego nos resultados obtidos.

Um estudo comparativo entre sistemas de cálculo de tensões e deformações foi realizado por Darous (2003), com o objetivo de avaliar os resultados de alguns programas verificação mecânica de estruturas de pavimentos desenvolvidas no Brasil e no exterior. Foram estudados os programas de análise elástico-linear: ELSYM5, KENLAYER e JULEA e de análise elástico- não linear: KENLAYER e FEPAVE2. O autor observou que, na grande maioria das estruturas convencionais, compostas de revestimento, base granular e subleito de solo tropical, os módulos da base são muito menores do que os do subleito, quando se utiliza análise elástico-não linear. Os resultados obtidos com o ELSYM5 demonstraram maior proximidade com os resultados elástico-não lineares do FEPAVE2 do que os do KENLAYER. O sistema ELSYM5 demonstrou maior consistência em termos de comportamento tensão-deformação do que o sistema KENLAYER.

2.7 PAVIMENTOS PERMEÁVEIS

O desenvolvimento e o crescimento das cidades são, invariavelmente, acompanhados por uma impermeabilização da sua superfície pela construção de pavimentos, passeios,

edificações, estacionamentos, etc. Desse modo, os sistemas de drenagem passam a operar sobrecarregados uma vez que a água das chuvas, com potencial de infiltração, passa a escoar superficialmente, criando uma situação particularmente severa em regiões baixas e de talvegue.

A cidade de Porto Alegre, como tantas outras, sofre com os alagamentos em dias de chuvas intensas. Avenidas importantes são severamente atingidas, impossibilitando o tráfego e acarretando grandes congestionamentos. Além das questões relacionadas com o tráfego, a transmissão de doenças é um passivo ambiental que estimula a adoção de medidas para a mitigação de tais problemas.

A fim de minimizar os efeitos dos alagamentos, sistemas de drenagem mais eficientes são necessários. Porém, a execução de drenos com capacidade para vazões tão elevadas, pode requerer grandes obras, com elevados custos. Uma alternativa que pode ser considerada é o uso de estruturas conhecidas como pavimentos permeáveis.

Pavimentos permeáveis são estruturas nas quais a base, e eventualmente outras camadas do pavimento, contribuem na drenagem sub-superficial, servindo como reservatórios e permitindo a infiltração de água no subleito, sem provocar alagamentos. Tais estruturas, entretanto, não se destinam a suportar tráfego pesado e têm sido empregadas fundamentalmente em passeios urbanos e estacionamento de automóveis.

Estudos realizados na França por Christory e Abdo (1999), Marnier (1999), Raimbault *et al* (2002) e no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH) por Araújo *et al.* (2000) vêm comprovando a eficiência de pavimentos permeáveis no controle do escoamento superficial de águas pluviais em núcleos urbanos.

Os pavimentos permeáveis também são conhecidos como estruturas reservatório. Segundo Christory e Abdo (1999) o dimensionamento de tais estruturas se dá segundo critérios hidráulicos, mecânicos e geométricos. Raimbault *et al* (2002) afirmam que a denominação estrutura reservatório refere-se às funções realizadas pela matriz porosa de que são constituídos:

- Função mecânica (associada ao termo “estrutura”) que permite suportar os carregamentos impostos pelo tráfego de veículos;

- Função hidráulica (associada ao terno “reservatório”) assegura, pela porosidade dos materiais, a retenção temporária das águas, seguido pela sua drenagem, se possível por infiltração no solo de subleito.

Do ponto de vista hidráulico as estruturas reservatório assumem três funções:

- Recolher as águas pluviais
- Reter temporariamente as águas
- Drenagem (se possível por infiltração)

As estruturas podem ser construídas com ou sem drenagem lateral. Nos casos em que a drenagem lateral está presente, uma parcela da água armazenada escoa pelos drenos e outra infiltra no subleito. Se a drenagem não estiver presente ocorrerá somente infiltração. As taxas de infiltrações obtidas por Rainbault *et al.* (2002) são mostradas na Tabela 2.21.

Tabela 2.21 – Infiltração de águas pluviais no subleito (Rainbault *et al.*, 2002)

| Situação | Infiltração durante a chuva (mm/h) | Infiltração durante o armazenamento (mm/h) | % Infiltrada |
|--|---|---|---------------------|
| Com drenagem lateral (na base da estrutura) | Mínimo 0,5 Máximo 3,6 | 0.2 6.1 | 87 > 87 |
| Sem drenagem lateral | Máximo 5,8 | 7.1 | 100 |

Verifica-se que, no caso em que não há drenagem lateral, 100 % da água armazenada infiltra no subleito e que mesmo existindo drenagem lateral a maior parte da água infiltra (no mínimo 87 %). No mesmo estudo foram observadas diminuições nos níveis de contaminação por infiltração.

Para o estudo de Marnier (1999) foi construído um pavimento permeável composto por uma sub-base de brita 10/80 (agregado com diâmetros de partícula entre 10 mm e 80 mm), com 35 cm de espessura. A base do pavimento foi constituída por uma mistura de agregado-betume 0/20 com descontinuidade de 3/10 (falta de agregados entre as dimensões 3 e 10 mm) e 20 cm de espessura. A base da estrutura permeável foi envolta por uma manta geotêxtil que desempenhou a função de filtro, retardando a colmatação. O desempenho do pavimento foi avaliado comparativamente a uma estrutura tradicional, por meio da

identificação visual de defeitos de superfície e levantamentos deflectométricos. Surpreendentemente as deflexões no pavimento permeável foram menores do que para o pavimento convencional. A análise das deflexões mostrou que a resposta mecânica da estrutura permeável não é influenciada pela saturação periódica das camadas “permeáveis” e do subleito, em períodos chuvosos.

O trabalho de Tan *et al.* (2003), propõe o dimensionamento de um pavimento permeável segundo critérios hidráulicos. A análise foi feita considerando-se um revestimento asfáltico poroso com teor de ligante de 5 % e índice de vazios de ar de 23,6%. Para fornecer a capacidade de armazenamento necessária, o material da base foi especificado com 30 % ou mais de porosidade. Uma análise estrutural mostrou que um revestimento de 7,5 cm e base de 30 cm são adequadas às condições de tráfego locais, porém uma análise numérica mostrou que para prover a capacidade de armazenamento de projeto foram necessárias espessuras de pavimento da ordem de 1,2 a 1,6 m. As granulometrias dos materiais considerados na análise do pavimento são mostradas na Figura 2.5.

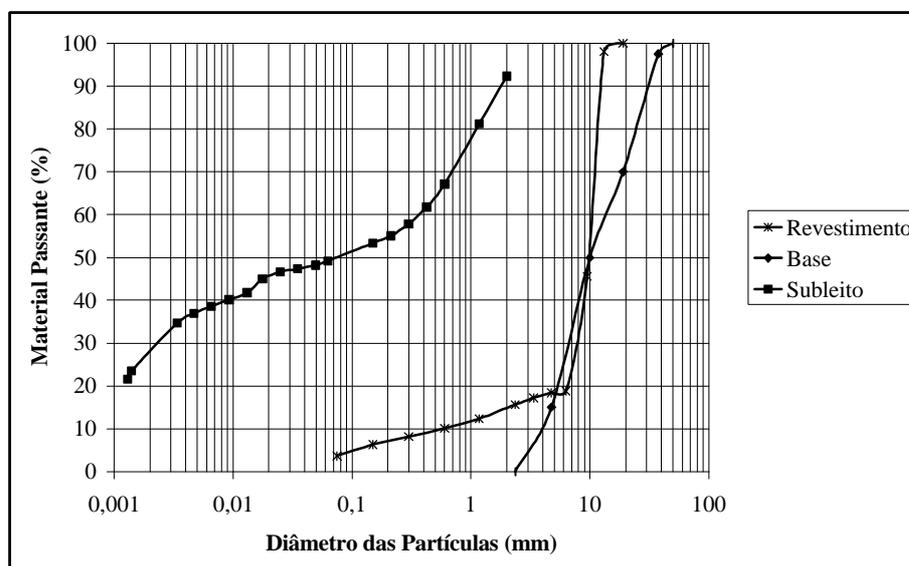


Figura 2.5 – Granulometria de agregados para um pavimento permeável construído em Singapura (Tan *et al.*, 2003)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Casagrande (2003) avaliou as características de deformabilidade elástica de britas de basalto provenientes da pedra localizada no km 30 da rodovia BR 290/RS, trecho Osório - Porto Alegre (Free Way). Esta dissertação utiliza materiais da mesma jazida e toma como referência os resultados dos ensaios de caracterização obtidos por aquele autor. O material foi caracterizado conforme o especificado pelo Manual de Pavimentação do DNER – 1996. Os resultados, bem como os Métodos de Ensaio (ME) utilizados, são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Caracterização dos agregados (Casagrande, 2003)

| Ensaio | Resultado | Limites aceitáveis |
|--|------------------|---------------------------|
| Perda de massa por abrasão (ME 035/94) | 16% | ≤55% |
| Perda de massa no ensaio de sanidade (ME 089/94) | 6,70% | ≤12% |
| Equivalente de areia (ME 054/94) | 73,80% | ≥30% |
| Absorção (ME 195/94) | 0,50% | ---- |

3.1 COMPOSIÇÕES GRANULOMÉTRICAS ESTUDADAS

Casagrande (2003) estudou a influência do teor de agregado miúdo (material passante na peneira Nº 4) na condutividade hidráulica e características resilientes de britas. Para tanto, utilizou como referência a Faixa “A” do DNER. Três composições granulométricas (ou simplesmente britas), respeitando os limites impostos por esta especificação (GD, GG1, GU) e duas com uma quantidade de agregado miúdo muito pequena (GU1 e GU2), fora da faixa especificada. Ainda, para ampliar a gama de resultados, foi analisada uma composição respeitando os limites da Faixa “B” do DNER (GB). As composições, bem como as faixas “A” e “B” do DNER, são mostradas na Tabela 3.2. Nota-se que duas das composições (GG1 e GU2) estudadas nesta dissertação encontram-se em destaque.

Casagrande (2003) realizou ensaios de compactação e Índice de Suporte Califórnia (ISC), segundo o método de ensaio DNER – ME 49 – 94. A fração retida na peneira 19 mm (3/4”) foi substituída por igual quantidade de material, passante na peneira 19 mm, e retida na 4,8 mm, conforme especificado pelo método. A este procedimento é dado o nome de escalpo

e as amostras assim trabalhadas foram denominadas amostras parciais. O material estudado não apresentou expansão. A Tabela 3.3 apresenta os resultados de compactação e ISC obtidos para as diversas granulometrias.

Tabela 3.2 – Composições granulométricas avaliadas por Casagrande (2003)

| Peneira | Faixa “A” | | Composição | | | | | Faixa “B” | | |
|---------|-----------|------|------------|--------------|-------|-------|--------------|-----------|-------|-------|
| | mín. | máx. | GD | GG1 | GU | GU1 | GU2 | min. | máx. | GB |
| 2” | 100 | 100 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 |
| 1 ½ ” | - | - | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | - | - | - |
| 1” | - | - | 93,9 | 91,3 | 88,6 | 87,8 | 86,0 | 75,0 | 90,0 | 93,9 |
| ¾ ” | - | - | 77,3 | 67,3 | 57,8 | 54,6 | 48,1 | - | - | - |
| ½ ” | - | - | 64,7 | 50,2 | 35,5 | 27,9 | 18,1 | - | - | - |
| 3/8 ” | 30 | 65 | 62,7 | 48,3 | 33,4 | 21,8 | 11,9 | 40,0 | 75,0 | 63,1 |
| Nº 4 | 25 | 55 | 52,2 | 39,7 | 26,7 | 9,5 | 0,9 | 30,0 | 60,0 | 53,2 |
| Nº 10 | 15 | 40 | 36,1 | 26,8 | 17,9 | 5,8 | 0,5 | 20,0 | 45,0 | 37,1 |
| Nº 40 | 8 | 20 | 19,6 | 13,6 | 9,0 | 2,5 | 0,5 | 15,0 | 30,0 | 20,6 |
| Nº 80 | 5 | 14 | 11,3 | 8,0 | 5,4 | 1,7 | 0,4 | - | - | - |
| Nº 200 | 2 | 8 | 5,0 | 4,1 | 2,9 | 1,3 | 0,4 | 5,0 | 15,0 | 5,0 |

Tabela 3.3 – Características de compactação e ISC das composições granulométricas estudadas por Casagrande (2003)

| Composição | w _{ot} (%) | g _d (kN/m ³) | ISC (%) |
|------------|---------------------|-------------------------------------|---------|
| GD | 7,5 | 22,1 | 174 |
| GG1 | 6,6 | 21,4 | 196 |
| GU | 6,7 | 21,2 | 72 |
| GU1 | 3,7 | 18,5 | 63 |
| GU2 | 3,7 | 18,4 | 80 |
| GB | 4,6 | 21,8 | 120 |

Visando determinar características de resistência a deformações permanentes de britas de granulometria uniforme (aberta) e graduada (densa), foram escolhidas para esta dissertação

duas das composições granulométricas mostradas na Tabela 3.2. A primeira, denominada “GU2” tem granulometria uniforme e não respeita a Faixa A do DNER. A segunda foi a curva média da Faixa “A” do DNER, denominada “GG1”. Ambas as granulometrias, bem como a Faixa “A” do DNER, são apresentadas na Figura 3.1.

A técnica do escalpo, para materiais como os deste estudo, retira uma quantidade significativa de material graúdo, alterando, portanto, a sua composição granulométrica. Quando se trata da composição GU2, o fato se torna mais notável, pois mais de 50% do material fica retido na peneira de 19 mm. A mudança na granulometria pode ser visualizada nas Figuras 3.2 e 3.3, nas quais a designação total identifica amostras nas quais não foi feito escalpo.

Para este estudo, foram realizados novos ensaios de compactação e ISC, executados em amostras totais. Os resultados assim obtidos são apresentados no Capítulo 4.

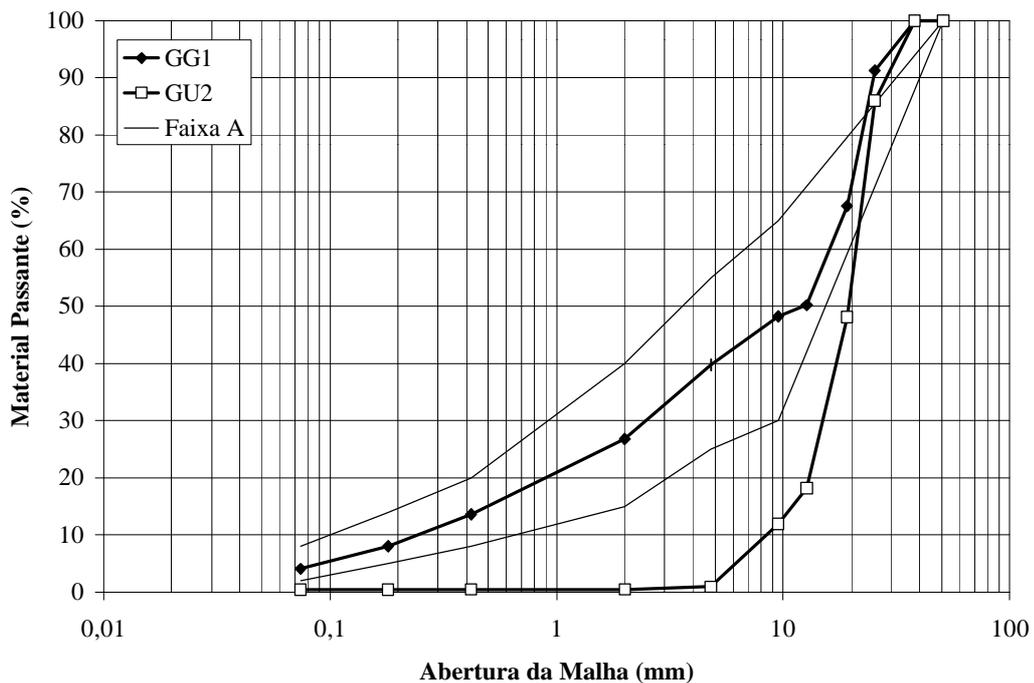


Figura 3.1 – Composições granulométricas GG1 e GU2 estudadas por Casagrande (2003)

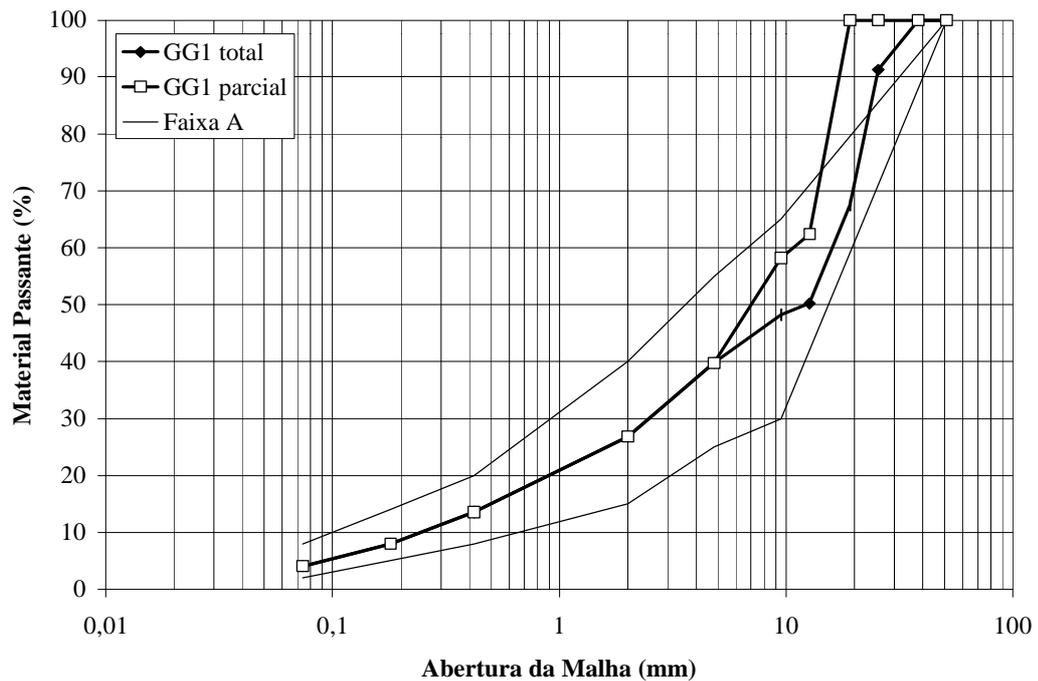


Figura 3.2 – Influência do escalpo na granulometria GG1, estudada por Casagrande (2003)

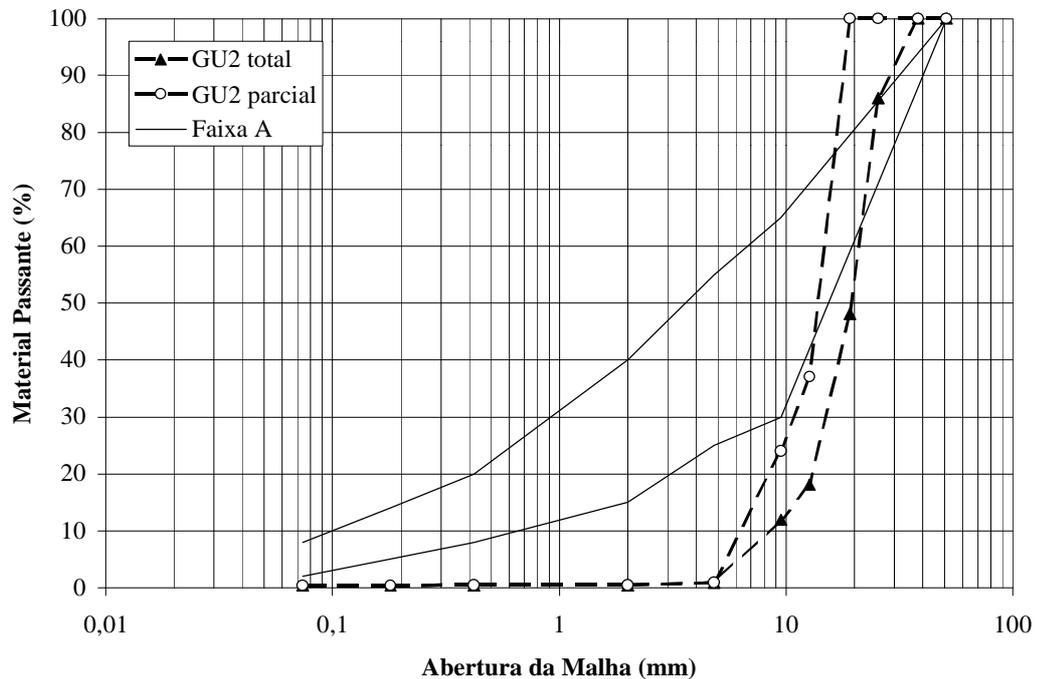


Figura 3.3 – Influência do escalpo na granulometria GU2, estudada por Casagrande (2003)

Também foi incluída no estudo relatado nesta dissertação uma composição granulométrica uniforme com tamanho máximo de agregado igual a $\frac{3}{4}$ ". Essa granulometria foi denominada GUm e é apresentada pela Figura 3.4. Esta granulometria foi estudada, em

função do seu emprego em um pavimento permeável experimental, objeto de pesquisa conjunta entre o Laboratório de Pavimentação (LAPAV), o Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da UFRGS e a Secretaria Municipal de Obras e Viação (SMOV) da Prefeitura Municipal de Porto Alegre (PMPA). A campanha de ensaios de laboratório foi idêntica à proposta para as composições granulométricas GG1 e GU2 e ainda envolveu uma avaliação de campo, com levantamentos deflectométricos (com deflectógrafo digital) e de deformações permanentes (com transverso-perfilógrafo). A construção, avaliação e a importância do pavimento estudado são apresentadas detalhadamente no decorrer deste trabalho.

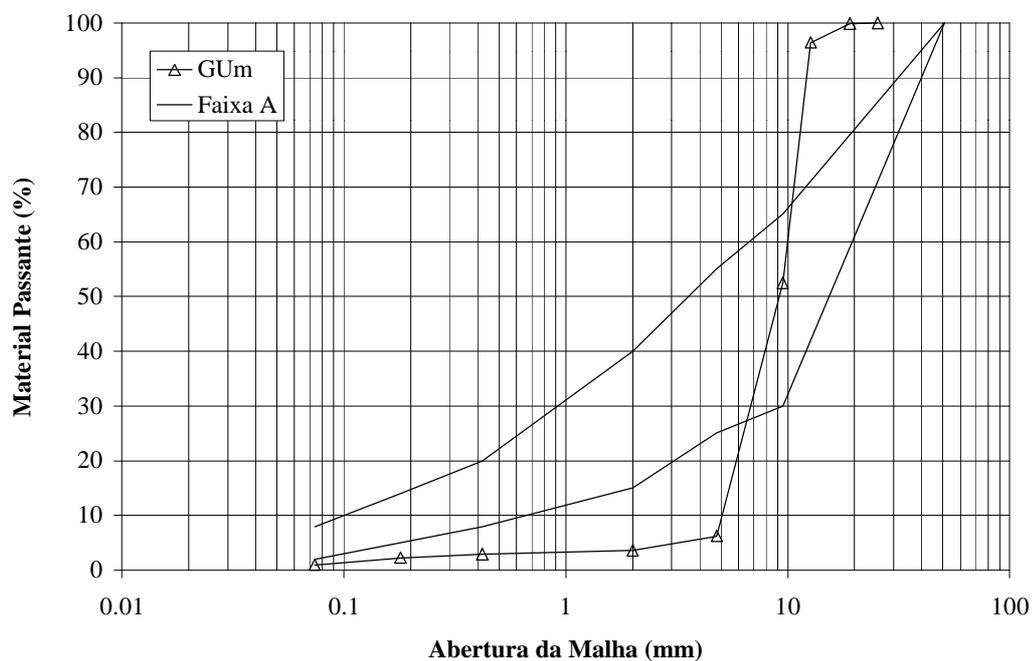


Figura 3.4 – Composição granulométrica GUm

A granulometria da composição GUm está mostrada na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Composição granulométrica GUm

| Peneira | 1" | 3/4" | 1/2" | 3/8" | N° 4 | N° 10 | N° 40 | N° 80 | N° 200 |
|--------------|-----|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|
| Passante (%) | 100 | 99,9 | 96,4 | 52,5 | 6,2 | 3,6 | 2,9 | 2,3 | 1 |

Conforme descrito por Caputo (1977), o coeficiente de uniformidade, definido pela equação (3.1), na realidade, indica a falta de uniformidade, pois seu valor diminui ao ser mais

uniforme o material. Por este motivo Sousa Pinto (2002) denomina este parâmetro de coeficiente de não uniformidade (CNU)

$$Cu = CNU = \frac{d_{60}}{d_{ef}} \quad (3.1)$$

Onde:

- Cu é o coeficiente de uniformidade (Caputo, 1977)
- CNU é o coeficiente de não uniformidade (Sousa Pinto, 2002)
- d_{ef} é o diâmetro efetivo, correspondente a 10% de material passante
- d_{60} é o diâmetro correspondente a 60 % de material passante

O coeficiente de uniformidade classifica os materiais em:

- $Cu < 5$ – muito uniforme
- $5 < Cu < 15$ – de uniformidade média
- $Cu > 15$ – desuniforme

A Tabela 3.5 apresenta os valores de Cu para as composições granulométricas estudadas, bem como a classificação das mesmas quanto à granulometria.

Tabela 3.5 – Classificação das composições estudadas quanto à granulometria

| | Cu | Classificação |
|-------------------|-----------|----------------------|
| GG1 (sem escalpo) | 59 | desuniforme |
| GU2 (sem escalpo) | 1,8 | muito uniforme |
| GG1 (com escalpo) | 45 | desuniforme |
| GU2 (com escalpo) | 1,7 | muito uniforme |
| GUm | 1,3 | muito uniforme |

Segundo o procedimento proposto, as britas GU2 e GUm foram classificadas como muito uniformes e a GG1 como desuniforme. Analisando-se os coeficientes de uniformidade, foi verificado que o procedimento de escalpo tornou as britas GG1 e GU2 mais uniformes, ou

seja, diminuiu o coeficiente de uniformidade. Observa-se também que as britas GU2 e GUm possuem coeficientes de uniformidade semelhantes, com valores entre 1 e 2. A inclusão da composição GUm no estudo permitiu avaliar a influência do tamanho máximo do agregado no comportamento mecânico das britas. Enquanto na composição GU2 cerca de 88% das partículas são menores do que 10 mm, na GUm apenas 10% o são.

3.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E ISC

Os ensaios de compactação foram realizados conforme preconiza a NBR 7182/86 empregando-se a energia do Proctor modificado. Essa norma recomenda que seja executado o procedimento de escalpo. Os ensaios de compactação executados por Casagrande (2003) seguiram esse procedimento e os resultados foram mostrados na Tabela 3.3.

Devido à grande quantidade de material graúdo presente nas composições analisadas, uma diferença de comportamento significativa pode estar associada ao procedimento de escalpo. Dessa forma, foram executados no estudo relatado nesta dissertação ensaios de compactação, em cilindros de ISC, na energia do Proctor modificado para amostras totais (sem escalpo).

Os corpos de prova oriundos do ensaio de compactação foram colocados em imersão por quatro dias e depois solicitados na prensa de ISC. As normas que regem os procedimentos de ensaios são a NBR 9895/87 e o DNER ME 049/94. Os resultados sem execução do procedimento de escalpo são comparados com os obtidos por Casagrande (2003), no Capítulo 4.

3.3 ENSAIOS TRIAXIAIS

3.3.1 Moldagem dos corpos de prova

A brita GU2 têm uma particularidade que dificulta a sua moldagem, que é a ausência de partículas miúdas. Apenas o esforço de compactação não é suficiente para garantir a integridade do corpo de prova durante a desmoldagem e o transporte até a câmara triaxial. Desta forma, foram necessárias algumas adaptações para a contenção da base e das paredes dos corpos de prova.

Casagrande (2003) empregou um disco metálico perfurado para garantir a integridade da base, e utilizou uma membrana de látex no interior do molde para a estabilidade das paredes. O disco perfurado tem 10 cm de diâmetro e 5 mm de espessura, tendo adaptado na sua extensão diametral um anel de borracha do tipo “*o’ring*” e a membrana é a mesma que normalmente é utilizada na execução de ensaios triaxiais.

Durante a compactação, o material graúdo geralmente perfura a membrana, exigindo a utilização de uma segunda membrana durante a execução dos ensaios. Definida a utilização de duas membranas, para a brita GU2, foi tomada a decisão de utilizar-se exatamente o mesmo procedimento para as britas GG1 e GUm.

Para a moldagem dos corpos-de-prova, foram utilizados: um molde tripartido, uma membrana de látex e um disco perfurado, mostrados na Figura 3.5, bem como balanças, bandejas, espátulas e outros equipamentos de laboratório. O procedimento de compactação foi executado com compactador manual, em 5 camadas, obtendo-se a massa específica aparente seca do ensaio de compactação na energia do Proctor modificado.



Figura 3.5 – Equipamentos para a moldagem dos CPs

O uso da membrana dificultou a medição do diâmetro e da altura do corpo de prova. Desta forma o grau de compactação foi obtido inicialmente considerando-se as dimensões do molde e subtraindo-se da altura os 5 mm referentes ao disco perfurado. No decorrer da pesquisa foram definidos procedimentos que permitiram determinar-se tais dimensões. Para o diâmetro utilizou-se um paquímetro de maiores dimensões. Para a altura utilizou-se um

corpo-de-prova padrão (de altura conhecida). A altura do corpo de prova submetido ao ensaio foi calculada pela altura do corpo de prova padrão somada à diferença das distâncias entre a cabeça do pistão e o topo da câmara triaxial, para os corpos-de-prova padrão e ensaiado. Assim sendo, os primeiros ensaios realizados tiveram o grau de compactação calculado a partir do volume do molde e os ensaios posteriores, a partir das dimensões medidas.

3.3.2 Ensaio triaxiais estáticos

Os ensaios foram realizados em corpos de prova de 10 cm de diâmetro, e 20 cm de altura. Foi utilizada uma câmara convencional, utilizada normalmente para os ensaios triaxiais de carregamento repetido. As tensões confinantes foram aplicadas com ar comprimido e reguladas a partir de 2 manômetros, um da marca *AYO* com capacidade de 400 kPa e resolução de 10 kPa e outro da marca *Budenberg Gauge Co. Ltda.* com capacidade de 1200 kPa e resolução de 10 kPa. As tensões desvio foram aplicadas com uma prensa Wykeham Farrance Eng. LTD. com capacidade para 50 kN, e medidas com um anel dinamométrico com capacidade de 15 kN e sensibilidade em torno de 20N.

Os ensaios foram realizados segundo a modalidade de deformações controladas, adensados e drenados, ou seja, a drenagem foi permitida tanto na fase de adensamento quanto na fase de cisalhamento. Assim sendo, os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios são ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e intercepto de coesão efetivo (c'), uma vez que a drenagem é permitida e, teoricamente, não ocorrem excessos de poro-pressão.

Muitos dos trabalhos encontrados na literatura sugerem velocidades de deformação elevadas, porém não há consenso sobre qual é a mais representativa das condições do pavimento em campo. Niekerk *et al.* (2000) realizaram seus ensaios triaxiais convencionais a uma velocidade de deformação de 0,167 %/s. Já Garg e Thompson (1997) sugeriram o ensaio de cisalhamento rápido, onde a tensão desvio foi aplicada a uma velocidade de deformação de 12,5 %/s (5% de deformação em 400ms).

A prensa da marca Wykeham Farrance do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS opera com velocidades entre 0,0006 mm/min e 7,6 mm/min. Os corpos de prova utilizados possuem 20 cm de altura, o que remete a velocidades de deformação entre 0,000005 %/s e 0,063 %/s. O limite superior é a velocidade que mais se aproxima dos ensaios

realizados por Niekerk *et al.* (2000) e, apesar de ser muito diferente da utilizada por Garg e Thompson (1997), foi escolhido para a realização dos ensaios.

As curvas tensão-deformação foram obtidas executando-se correção de área do corpo de prova a partir da leitura de sensores externos à câmara triaxial. Tal correção foi feita a partir de uma correlação entre a variação do diâmetro do corpo de prova com a deformação axial específica esquematizado na Figura 3.6. Os diâmetros dos corpos-de-prova foram medidos no início e no fim de cada ensaio. Com estes diâmetros foram determinadas as áreas do corpo-de-prova, antes e após o carregamento. O coeficiente de correção para deformação axial igual a zero é 1, ou seja, não há correção. Ao final do ensaio é igual à relação entre as áreas depois e antes do carregamento. A expressão obtida para o coeficiente de correção de área é mostrada genericamente pela equação (3.2). Nesse procedimento a relação entre o diâmetro do corpo de prova e a deformação axial foi considerada linear, porém não foram feitas medidas de diâmetro intermediárias a fim de confirmar essa premissa.

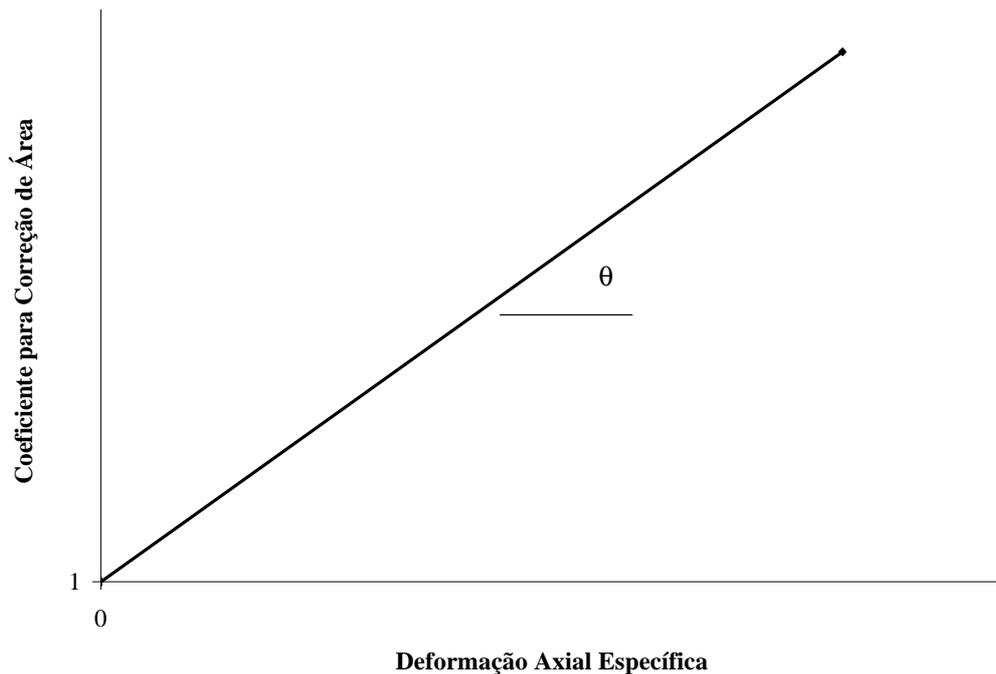


Figura 3.6 – Coeficientes para correção da área dos corpos de prova

$$C_{\text{corr}} = \text{tg}(\theta) \cdot \epsilon_{\text{ax}} + 1 \quad (3.2)$$

Onde:

- C_{corr} é o coeficiente de correção de área
- ϵ_{ax} é a deformação axial específica
- θ é o ângulo formado pela reta de ajuste com o eixo das abscissas

A partir das curvas de tensão-deformação é possível determinar-se o módulo de Young. Para os ensaios realizados foram calculados os módulos tangente e secante, para as tensões confinantes de 12,5; 25; 50 e 100 kPa. O módulo tangente foi calculado como sendo a declividade da curva tensão deformação até dois terços do pico de resistência e o módulo secante a declividade da reta que passa por zero e pelo pico de resistência. O resultado obtido para a granulometria GG1, com tensão confinante de 100 kPa e grau de compactação 96 %, mostrado na Figura 3.7, ilustra o procedimento.

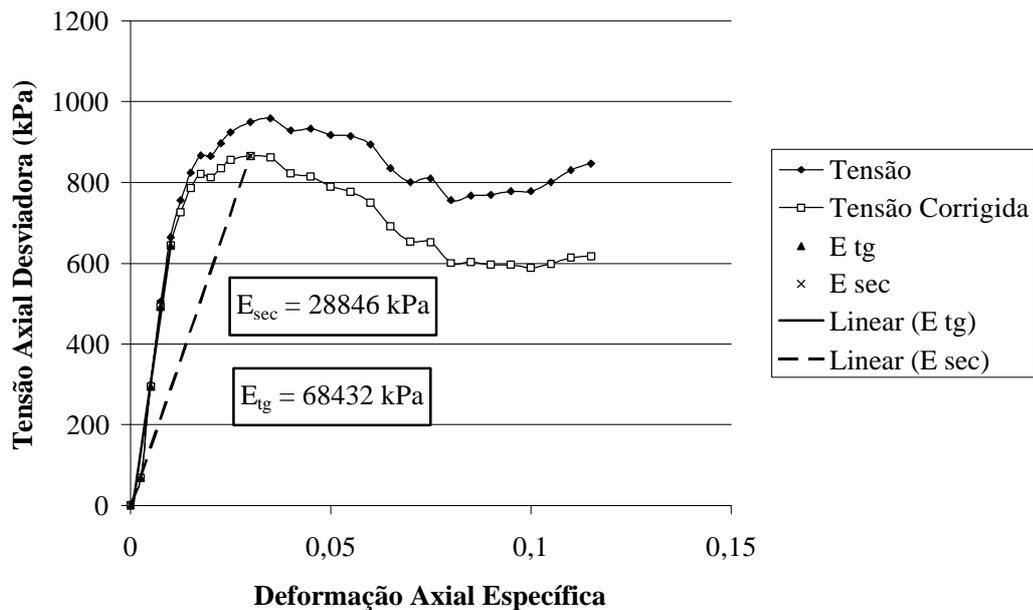


Figura 3.7 – Curvas tensão-deformação para a brita GG1 (GC = 90%), $\sigma_3 = 100$ kPa

3.3.3 Ensaios triaxiais de carregamento repetido

Para a execução dos ensaios triaxiais de carregamento repetido, foi utilizada a mesma câmara que para os triaxiais estáticos, porém as cargas foram aplicadas por um sistema pneumático de ar comprimido e reguladores de pressão.

3.3.3.1 Determinação do módulo de resiliência

A determinação do módulo de resiliência é padronizada pelo método de ensaio DNER – ME 131/94 e pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) TP46-94.

O método de ensaio do DNER especifica que, após a preparação do corpo de prova na câmara triaxial, seja feito um condicionamento inicial o qual, segundo Medina (1997), é importante para eliminar as grandes deformações plásticas, que ocorrem no início da aplicação das cargas.

Para cada estado de tensões deve-se aplicar um total de 200 ciclos de carga, tanto para a fase de condicionamento quanto para a fase de carregamento (onde são medidas as deformações resilientes). Após cada estágio de aplicação de carga registra-se a deformação resiliente referente àquele estado de tensões, o que é feito tomando-se a média dos cinco últimos pulsos de carga.

O método de ensaio especifica que sejam aplicados 20 ciclos de carga a cada minuto, o que resulta em uma frequência de 0.33 Hz. Porém o equipamento do LAPAV aplica 1 ciclo por segundo ou 1 Hz, para se adequar a procedimentos internacionais. A duração de aplicação da carga deve ser de 0,1 s.

O equipamento do LAPAV conta com um transdutor de deslocamento do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*), posicionado externamente à câmara triaxial, para o registro das deformações. Os dados registrados pelo sensor são gravados e visualizados com o auxílio de um sistema de aquisição de dados, gerenciado pelo *software* HP-VEE. A rotina computacional desenvolvida para a execução dos ensaios registra as deformações produzidas pelo carregamento e também calcula os módulos de resiliência para cada estado de tensões.

O módulo de resiliência é calculado a partir da equação (2.7), já apresentada, e a deformação resiliente com a equação (3.3):

$$\mathbf{e}_R = \frac{\Delta h}{H_o} \quad (3.3)$$

Onde:

- \mathbf{e}_R é a deformação resiliente específica

- Δh é a variação da altura do corpo de prova em cada ciclo de carga
- H_0 é a altura inicial do corpo de prova

Para materiais granulares, os resultados são apresentados em gráficos com os valores de módulo calculados, no eixo das ordenadas em escala logarítmica, e nas abscissas, também em escala logarítmica, as tensões confinantes. O modelo de regressão estatística, sugerido pelo método, é representado pelo modelo (3.4):

$$Mr = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (3.4)$$

Onde:

- Mr é o módulo de resiliência
- σ_3 é a tensão confinante
- k_1 e k_2 são parâmetros do modelo

Os modelos obtidos por Casagrande (2003), são apresentados na Figura 3.8.

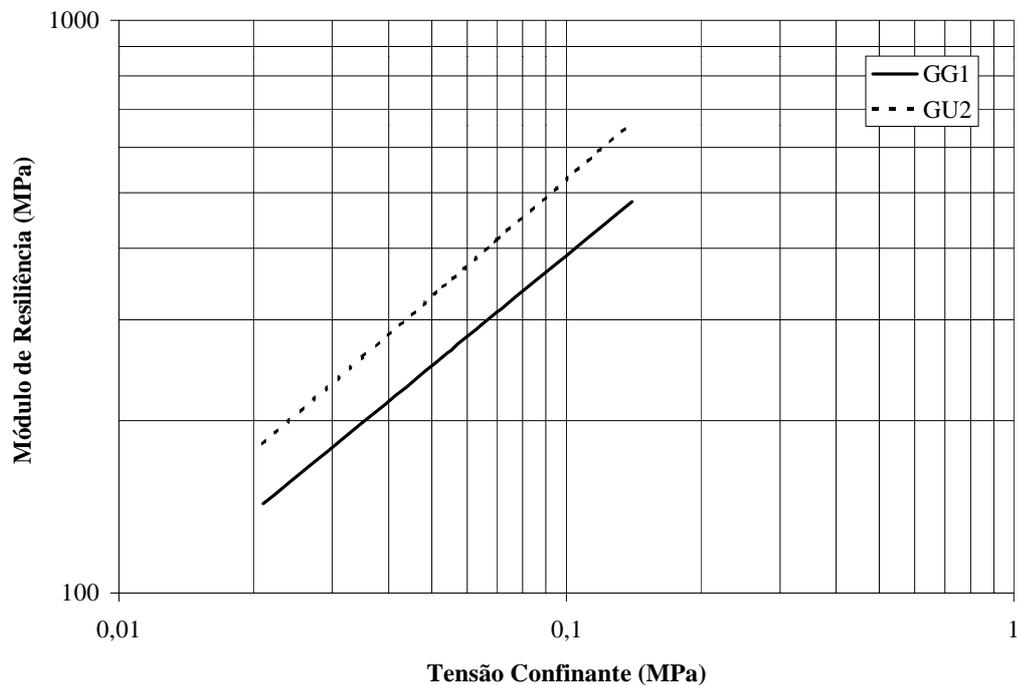


Figura 3.8 – Módulos de resiliência obtidos por Casagrande (2003)

Os módulos de resiliência das britas GG1 e GU2, em função da tensão confinante, são obtidos utilizando-se os modelos (3.5) e (3.6), respectivamente.

$$M_r = 1697 \cdot \sigma_3^{0,64} \quad (3.5)$$

$$M_r = 2525 \cdot \sigma_3^{0,68} \quad (3.6)$$

Onde:

- M_r é o módulo de resiliência em MPa
- σ_3 é a tensão confinante em MPa

3.3.3.2 Resistência a deformações permanentes

As características e procedimentos foram determinados, para o ensaio triaxial de deformações permanentes, consultando-se os trabalhos citados no Capítulo 2, devido à inexistência de normas brasileiras sobre o assunto.

Os ensaios foram realizados com a mesma câmara e sistema pneumático que os ensaios de módulo de resiliência. Porém não foram usados sensores do tipo LVDT, que não tinham curso suficiente para registrar deformações permanentes da ordem de 2 cm (10 %), que podem ocorrer nesse ensaio. Em seu lugar, foi utilizado um transdutor de deslocamento resistivo do tipo RDT (*Rectilinear Displacement Transducer*) de especificação LTM 50 S, fabricado pela empresa italiana *Gefran*, com um curso de 5 cm. Os equipamentos utilizados são mostrados na Figura 3.9 e os sensores são apresentados em detalhe na Figura 3.10, onde verifica-se que os sensores foram posicionados na parte externa da câmara. Este fato pode acumular algum acomodamento eventual do topo e da base do corpo-de-prova nas leituras das deformações.

Os ensaios de deformações permanentes requerem menor interação do operador em relação aos de módulo de resiliência, já que é utilizado um único estado de tensões. Porém pode ser muito mais demorado, atingindo até 10^6 aplicações cíclicas de carga (limite estabelecido como representativo do comportamento quanto a deformações permanentes). Mesmo no caso dos ensaios realizados em multi-estágios de carga, as aplicações de carga podem se prolongar em até um dia, passando várias horas (período noturno) sem intervenções do operador. Neste estudo define-se como critério de ruptura uma deformação axial igual a 10% da altura do corpo de prova, ou seja, 2 cm.



Figura 3.9 – Equipamento triaxial para cargas repetidas

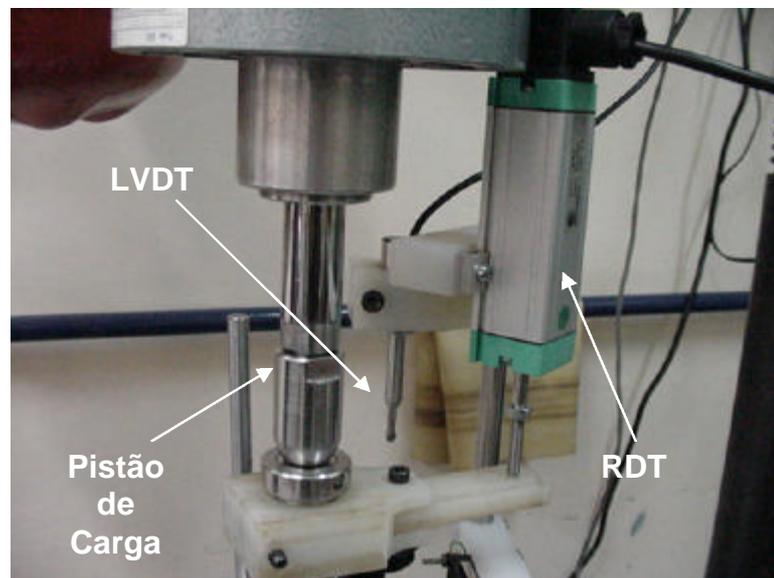


Figura 3.10 – Transdutores de deslocamento e pistão de carga

A tensão confinante para a realização dos ensaios foi definida por uma análise simplificada (arbitrando-se os módulos de resiliência) com o software ELSYM5. Foram calculadas tensões horizontais atuantes no plano médio da camada granular para diversas

configurações estruturais, com denominações relativas à espessura do revestimento. As denominações e espessuras (revestimento e camada granular) são apresentadas a seguir:

- Revestidas por tratamento superficial duplo
 - Estruturas Muito Delgadas (EmD) – 2,5 + 20 cm
 - Estruturas Delgadas (ED₁ e ED₂) – 2,5 + 30 cm e 2,5 + 35 cm
- Revestidas por misturas asfálticas
 - Estruturas Médias (EM₁ e EM₂) – 5 + 30 cm
 - Estruturas Espessas (EE₁ e EE₂) – 10 + 35 cm

Foram considerados 3 níveis de carga de eixo (80, 100 e 120 kN) e subleitos fracos e médios (MR = 50 e 150 MPa). Os módulos dos revestimentos foram 500 MPa para as estruturas EmD, ED₁ e ED₂, 1500 MPa para as estruturas EM₁ e EE₁ e 4500 MPa para as estruturas EM₂ e EE₂. Os resultados são mostrados nas Figuras 3.11 e 3.12. Verificou-se que a média das tensões horizontais para as diversas situações de espessuras, módulos e cargas foi de 20 kPa. Sendo assim, definiu-se o valor de 21 kPa como a tensão confinante a ser utilizada nos ensaios triaxiais de deformações permanentes, por fazer parte do primeiro estado de tensões no método DNER – ME 131/94.

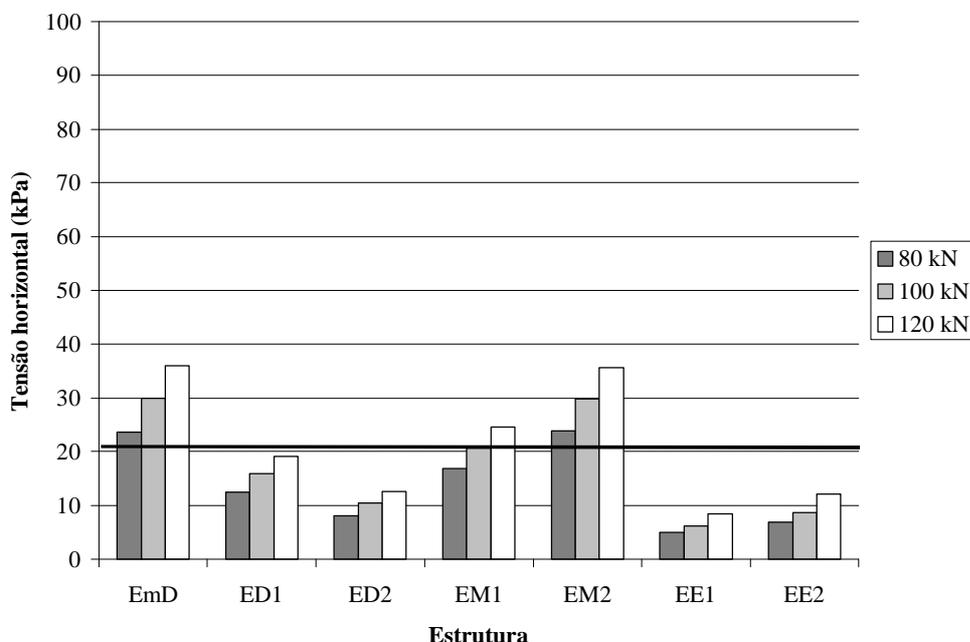


Figura 3.11 – Tensões horizontais no plano médio das camadas granulares estimadas pelo ELSYM5 – $E_{sg} = 50$ MPa

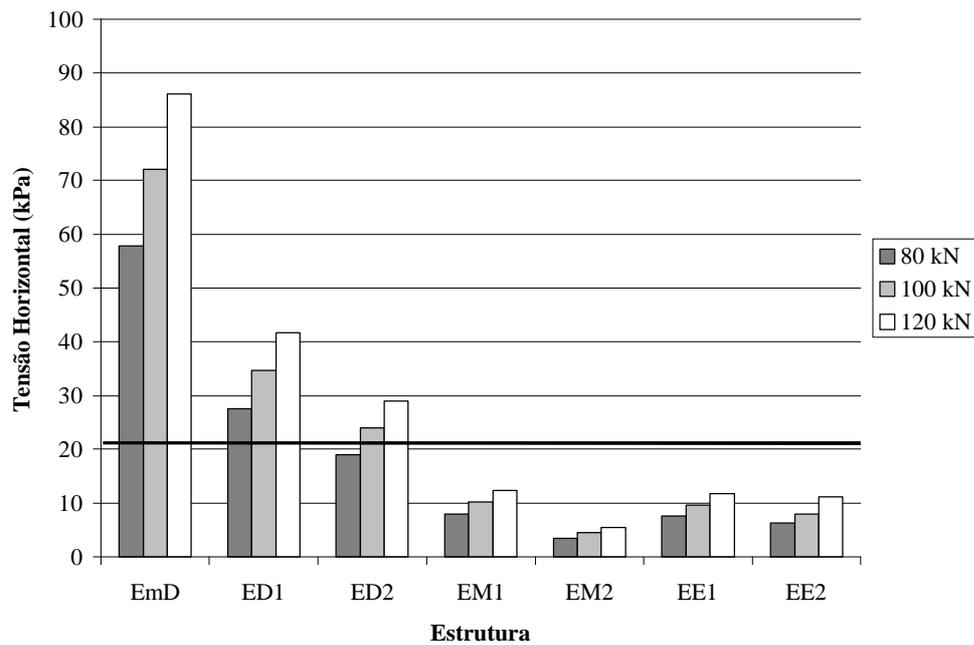


Figura 3.12 – Tensões horizontais no plano médio das camadas granulares estimadas pelo ELSYM5 – $E_{sg} = 150$ MPa

Os ensaios de deformações permanentes foram realizados segundo três procedimentos distintos:

- a) multi-estágios,
- b) corpos-de-prova virgens, com cerca de 80.000 ciclos de carga
- c) $N > 10^5$, podendo chegar a até 10^6 ciclos de carga

Nos ensaios em multi-estágios foram aplicadas frações da tensão de ruptura calculadas pela Equação 2.1, utilizado-se o mesmo corpo-de-prova em todos os estágios de tensão. As frações foram definidas como 20%, 40%, 60% 80% e 100% de $\sigma_{1,f}$; porém, para a brita GG1 com grau de compactação de 100%, as tensões calculadas foram muito elevadas e o equipamento não foi capaz de aplica-las. Então, para este material, foram definidas porcentagens de 10%, 20%, 30%, 40% e 50% de $\sigma_{1,f}$.

Para avaliar a influência da história de tensões no comportamento dos materiais foram realizados ensaios em corpos-de-prova virgens (moldando-se um novo corpo-de-prova para cada estado de tensões) nos mesmos estados de tensões definidos para os multi-estágios. Nesses ensaios foram aplicados cerca de 80.000 ciclos de carga em cada corpo-de-prova, durante o período de um dia.

Finalmente, a fim de avaliar o comportamento para números de ciclos mais próximos da vida útil de pavimentos, foram realizados os ensaios com aplicação de mais de 100.000 ciclos de carga (chegando a até 1.000.000 ciclos de carga). Esses ensaios podem dar maior confiabilidade a possíveis extrapolações de resultados obtidos em ensaios com número de ciclos reduzido.

A Figura 3.13 mostra a evolução típica das deformações permanentes medidas em ensaios triaxiais de carga repetida, onde são observadas três fases do comportamento: deformações permanentes iniciais (ϵ_{pi}), velocidade de deformações permanentes (VDP) constante e incremento de VDP.

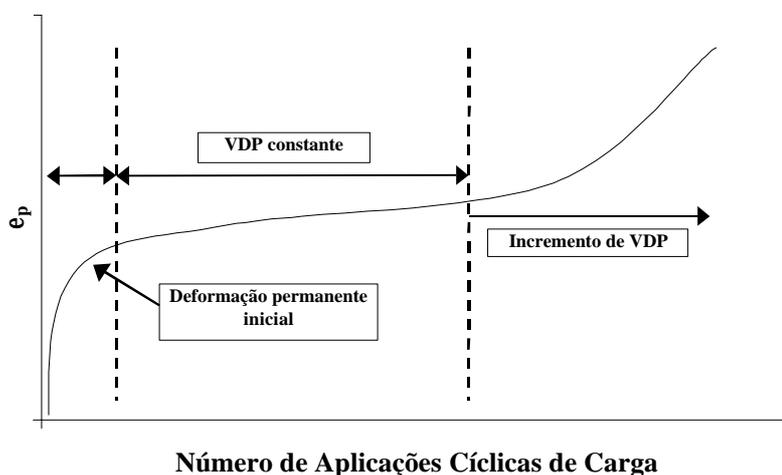


Figura 3.13 – Comportamento típico quanto a deformações permanentes

Durante a execução de alguns ensaios de deformações permanentes, também foram medidos módulos de resiliência (cada vez que se registrava a deformação permanente) correspondentes ao estado de tensões ao qual o corpo de prova foi submetido, ou seja, o módulo de resiliência foi medido para um único estado de tensões, observando-se a sua evolução com o número de ciclos.

Como para o ensaio de deformações permanentes não se dispunha de um sistema de aquisição de dados, as leituras não seguiram intervalos igualmente espaçados, tomando-se por referência os intervalos estabelecidos por Niekerk *et al.* (2000), a saber: 100, 200, ..., 1.000, 2.000, ..., 10.000, 20.000, ..., 10.0000, 200.000, ..., 1.000.000.

Nesta dissertação foram realizados os ensaios triaxiais apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Ensaios triaxiais realizados na dissertação

| Ensaio | Composição | | |
|---------------------|------------|-----|-----|
| | GG1 | GU2 | GUm |
| Estáticos | 8 | 4 | 4 |
| Multi-estágios | 3 | 1 | 1 |
| Virgens | 10 | 0 | 0 |
| N > 10 ⁵ | 2 | 2 | 1 |

3.4 CONSTRUÇÃO E MONITORAMENTO DO ESTACIONAMENTO EXPERIMENTAL NO IPH/UFRGS

No intuito de estudar a aplicação de pavimentos permeáveis no controle do escoamento superficial em vias urbanas, foi construído, nas dependências do IPH, um estacionamento permeável experimental. A estrutura foi executada a fim de definir-se: critérios de projeto, necessidade de manutenção, custos de manutenção e implantação, a eficiência do sistema na diminuição do escoamento superficial e na melhoria da qualidade das águas que infiltram no subleito. Entretanto esta dissertação detém-se apenas na avaliação das características mecânicas do material constituinte da base (a brita GUm) e, também, do pavimento como um todo.

Os trabalhos relativos ao pavimento experimental foram desenvolvidos por três equipes: a do IPH, a da Secretaria Municipal de Obras e Viação da Prefeitura Municipal de Porto Alegre (SMOV) e a do Laboratório de Pavimentação da UFRGS (LAPAV). A equipe do IPH foi responsável pelo projeto, pelo acompanhamento das obras e será responsável pelo monitoramento hídrico durante a vida útil do estacionamento. A equipe da SMOV foi responsável pela execução das obras. A equipe do LAPAV foi responsável pela caracterização do comportamento mecânico dos agregados e pelo monitoramento do desempenho do estacionamento, sendo que este último seguirá após o término desta dissertação.

3.4.1 Execução do pavimento experimental

O pavimento foi executado nos meses de junho e julho de 2003 e sua operação, como estacionamento de veículos de passeio, teve início no mês de agosto.

A estrutura é constituída por: revestimento de pré-misturado a frio (PMF) poroso de 7 cm, base permeável de brita GUm com 30 cm envolta por uma manta geotêxtil.

A execução das camadas estruturais iniciou com a colocação da manta geotêxtil sobre o subleito. Os detalhes desta etapa são mostrados pela Figura 3.14, onde o posicionamento da manta pode ser visualizado em dois momentos diferentes. No primeiro momento é mostrada a instalação da primeira “lâmina” da manta, onde é observado que boa parte do subleito argiloso permanece descoberto. No segundo, verifica-se que o subleito foi todo coberto pelas “lâminas” de geotêxtil e o agregado para a execução da base começa a ser distribuído sobre o mesmo. Observa-se, também, o “meio-fio” de concreto executado a fim de dividir os escoamentos nas seções revestidas por PMF e por blocos intertravados vazados. Esta divisão se destina aos estudos realizados pelo IPH/UFRGS.



Figura 3.14 – Posicionamento da manta geotêxtil sobre o subleito

A camada de base foi compactada por rolo liso e “envelopada” por geotêxtil conforme mostra a Figura 3.15.

Os revestimentos em blocos intertravados (BI) vazados e pré-misturado a frio foram executados segundo mostram as Figuras 3.16 e 3.17. Nota-se que os blocos foram preenchidos com areia e assentados com um compactador vibratório. O PMF foi espalhado com o auxílio de uma retro-escavadeira e equipamentos manuais; a compactação procedeu-se com o uso de um rolo liso. Observa-se nas figuras citadas a presença do geotêxtil entre as camadas de base e revestimento.



Figura 3.15 – Execução da base do pavimento permeável



Figura 3.16 – Execução do revestimento em blocos intertravados vazados



Figura 3.17 – Execução do revestimento em PMF

A Figura 3.18 mostra um panorama do estacionamento experimental pronto.



Figura 3.18 – Estacionamento experimental permeável pronto

3.4.2 Metodologia dos levantamentos

Ao longo do período de análise foram realizados levantamentos deflectométricos periódicos com Deflectógrafo Digital baseado no que especifica o Método de Ensaio do DAER Vol. 1 (2001) para a Viga Benkelman, de forma a definir a deflexão média referente às solicitações impostas pela carga do eixo padrão rodoviário. Como os ensaios foram realizados com deflectógrafo digital, foram medidas bacias de deflexões em todos os pontos de ensaio. A Figura 3.19 mostra o equipamento utilizado nos ensaios: caminhão com eixo simples de rodas duplas de 82 kN e deflectógrafo digital.



Figura 3.19 – Equipamentos para os levantamentos deflectométricos

As deformações permanentes foram quantificadas utilizando-se um equipamento conhecido como transverso-perfilógrafo desenvolvido para a utilização em pistas experimentais. Trata-se de uma viga bi-apoiada por onde desliza um dispositivo que registra em papel milimetrado o perfil da superfície do pavimento. Os perfis são determinados em escala 1:10 ou 1:20 na horizontal e em escala real na vertical. As deformações permanentes (ATR) são obtidas comparando-se o registro atual com o primeiro levantamento, para o qual ainda não ocorreram deformações. O equipamento é mostrado na Figura 3.20.



Figura 3.20 – Determinação do perfil com transverso-perfilógrafo

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo é destinado à apresentação e análise de resultados obtidos nos ensaios de compactação, ISC, triaxiais convencionais e de carregamento repetido. Para as granulometrias estudadas foram obtidos: o peso específico aparente seco máximo, a umidade ótima, o ISC, a envoltória de ruptura bem como os parâmetros de resistência c' e ϕ' , o módulo de Young para tensões confinantes de 12,5; 25; 50 e 100 kPa, o módulo de resiliência e parâmetros de deformações permanentes.

4.1 COMPACTAÇÃO

Os resultados obtidos nos ensaios de compactação (energia modificada) para as granulometrias GUm, GU2 e GG1 são apresentados nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3.

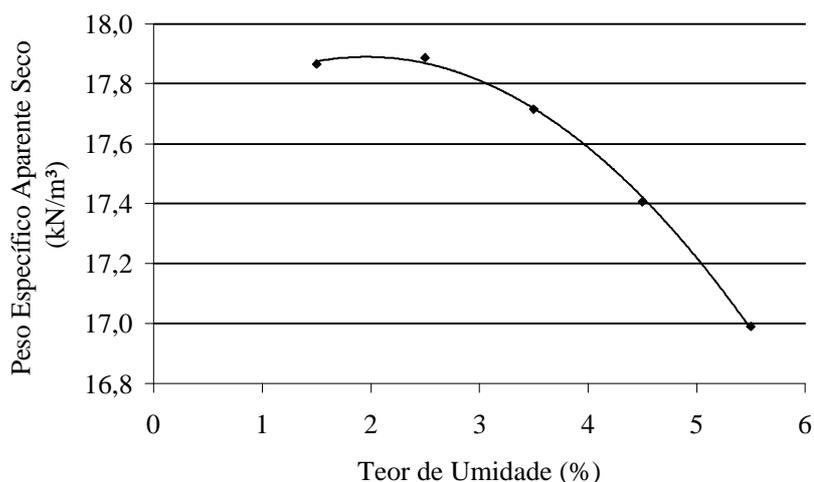


Figura 4.1 – Curva de compactação para a brita GUm

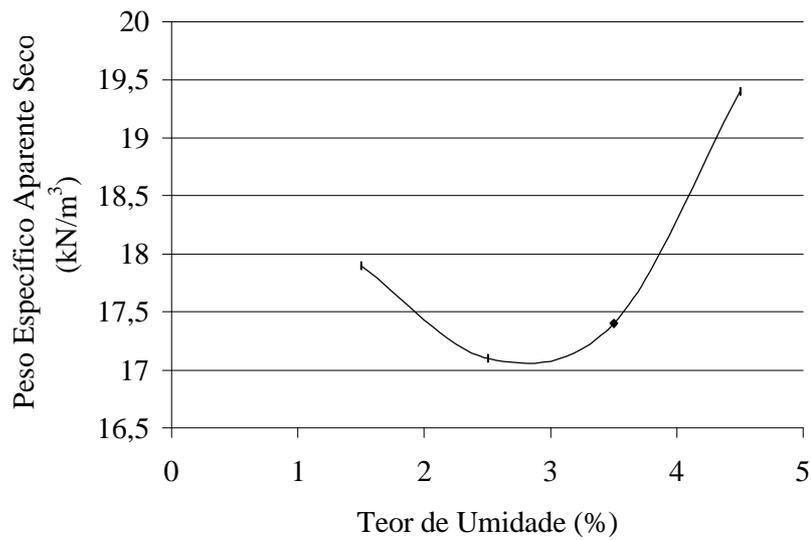


Figura 4.2 – Curva de compactação para a brita GU2

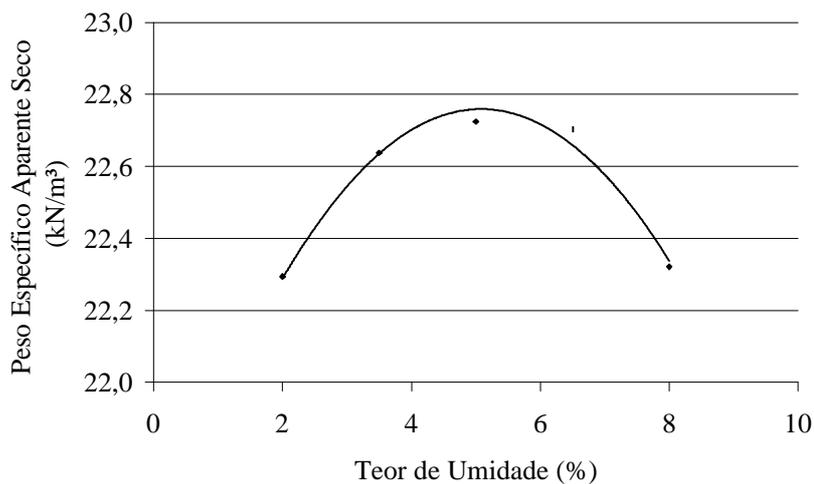


Figura 4.3 – Curva de compactação para a brita GG1

A Tabela 4.1 resume os resultados de pesos específicos aparentes secos e teores de umidade utilizados na compactação dos corpos de prova dos ensaios triaxiais. Os parâmetros obtidos nos ensaios não podem ser considerados $\omega_{ót}$ e $\gamma_{dmáx}$ para a brita GU2, pois não correspondem ao peso específico aparente seco máximo. Neste caso as dificuldades de compactação levaram à escolha da maior umidade para a qual não ocorreu exsudação.

Tabela 4.1 – Características de compactação sem escalpo

| | g_d (kN/m ³) | w (%) |
|-----|----------------------------|-------|
| GUm | 17,9 | 2 |
| GU2 | 17,9 | 1,5 |
| GG1 | 22,8 | 5,1 |

Os efeitos do escalpo nas características de compactação podem ser observados comparando-se os resultados da Tabela 4.1 com os obtidos por Casagrande 2003, para as britas GG1 e GU2, mostrados na Tabela 3.3.

Quanto à brita GG1, nota-se que sem escalpo o peso específico aparente seco máximo aumenta de 21,4 kN/m³ para 22,8 kN/m³, uma variação de aproximadamente 6,5%. O teor de umidade ótimo diminuiu de 6,6% para 5,1%, uma variação de aproximadamente -22,7%.

Para a brita GU2, a não realização do escalpo impossibilitou a determinação de uma curva de compactação clássica (forma de sino), conforme mostrou a Figura 4.2. Assim definiu-se como umidade de compactação o valor de 1,5%; este valor foi o maior para o qual não ocorreu exsudação. Sem a execução do escalpo, o peso específico aparente seco máximo diminuiu de 18,4 kN/m³ para 17,9 kN/m³, uma variação de aproximadamente -2,7%. A umidade diminuiu de 3,7 % para 1,5 %, uma variação de aproximadamente -59,5 %.

A composição GUm praticamente não possui material retido na peneira ¾" (19 mm), portanto o procedimento de escalpo não foi executado.

A influência do escalpo no peso específico aparente seco máximo e na umidade ótima é visualizada nas Figuras 4.4 e 4.5 respectivamente.

Verificou-se que o escalpo teve efeito diferente no peso específico aparente seco máximo nas diferentes composições, ou seja, aumentou para a GG1 e diminuiu para a GU2. Entretanto, as variações de γ_d foram pouco significativas. Já a umidade diminuiu significativamente nos dois casos, especialmente para a GU2, o que era de se esperar porque ao fazer-se o escalpo substituiu-se uma quantidade significativa de agregado graúdo por miúdo aumentando a superfície específica da composição.

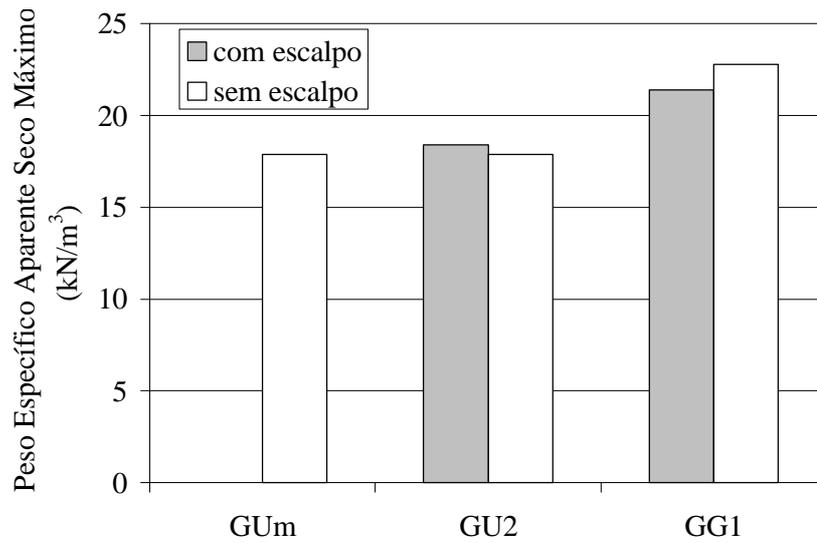


Figura 4.4 – Influência do escalpo no peso específico aparente seco máximo

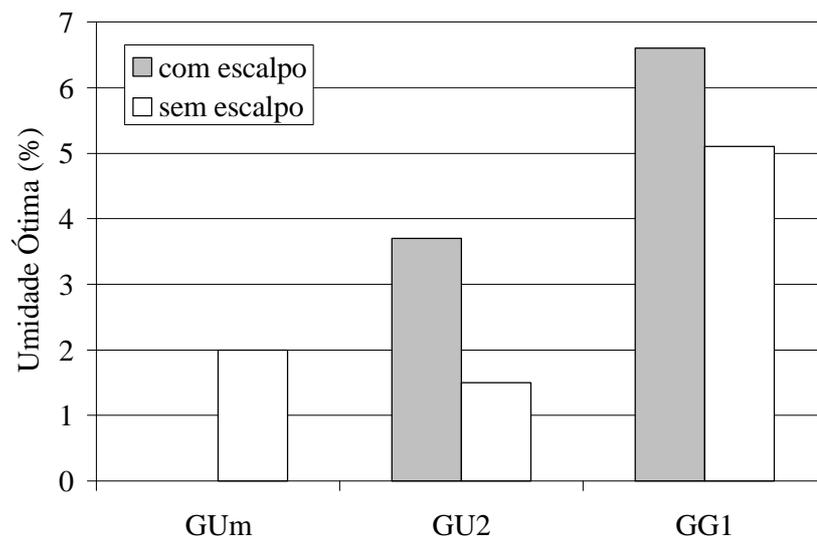


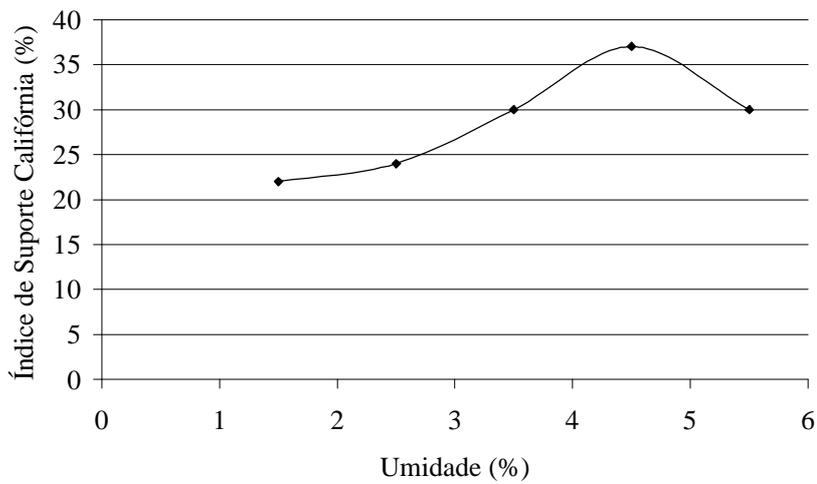
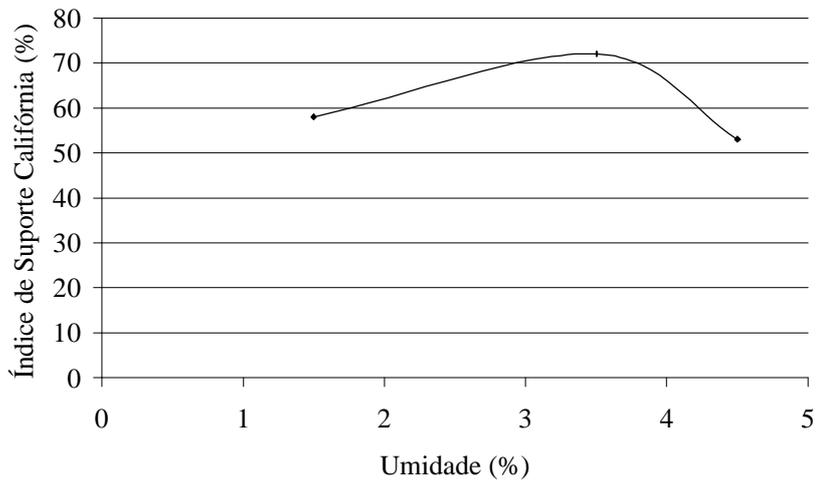
Figura 4.5 – Influência do escalpo na umidade ótima

4.2 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA

Os resultados obtidos para as diversas composições granulométricas são apresentados na Tabela 4.2 e nas Figuras 4.6, 4.7, 4.8.

Tabela 4.2 – Índices de Suporte Califórnia máximos em corpos-de-prova sem escalpo

| Brita | ISC (%) |
|--------------|----------------|
| GG1 | 169 |
| GU2 | 72 |
| GUm | 37 |

**Figura 4.6** – Índice de Suporte Califórnia para a brita GUm**Figura 4.7** – Índice de Suporte Califórnia para a brita GU2 sem escalpo

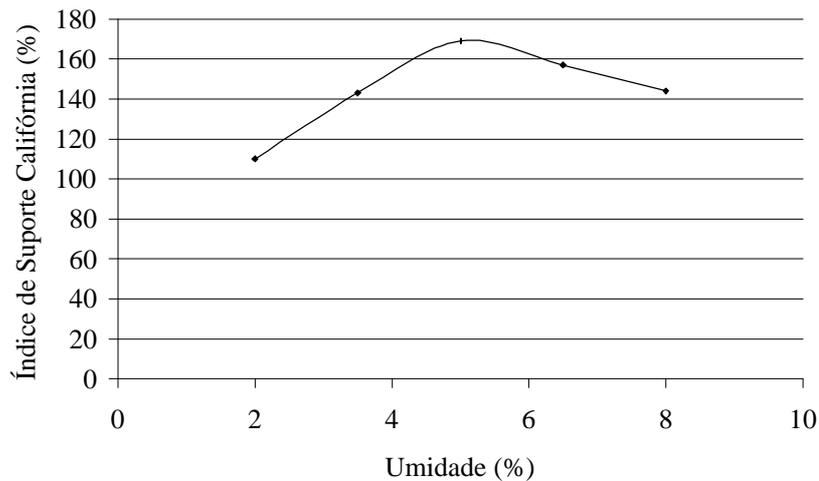


Figura 4.8 – Índice de Suporte Califórnia para a brita GG1 sem escalpo

Analisando-se os resultados para o Índice de Suporte Califórnia, verifica-se que apenas a composição GG1 teve a maior capacidade de suporte registrada para o corpo-de-prova moldado na umidade ótima. Para as demais composições a umidade definida na Tabela 4.1 não corresponde ao ISC máximo.

Também ocorreram diferenças entre os valores de capacidade de suporte com escalpo, obtidos por Casagrande (2003) e sem escalpo obtidos nessa dissertação, como mostra a Figura 4.9. Para a brita GG1, o ISC diminuiu de 196 % para 169 %, uma variação de aproximadamente 14 % e, para a brita GU2, diminuiu de 80 % para 72 %, variação de 10 %.

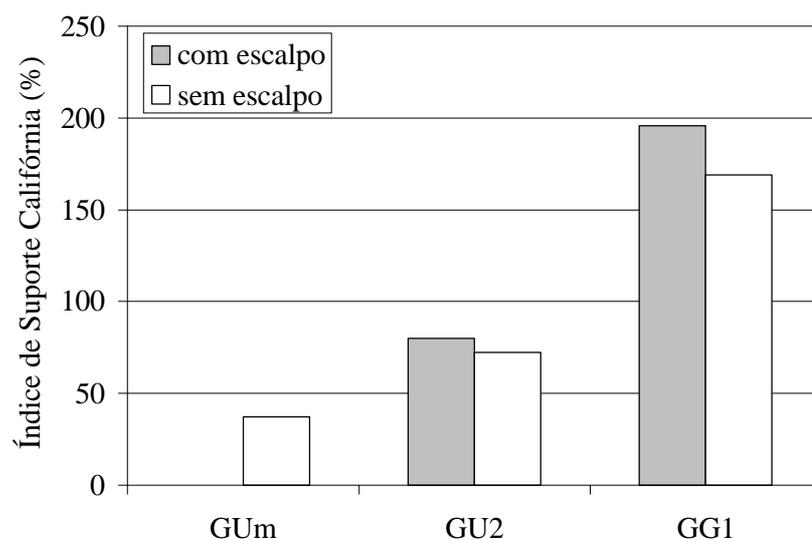


Figura 4.9 – Influência do escalpo no ISC

O ISC elevado, encontrado para a composição GG1, torna as variações pouco significativas, uma vez que atendem às especificações para emprego como base de pavimento com segurança. Porém a composição GU2 está no limite para a utilização como material de base. Em ensaios com escalpo a brita teria $ISC = 80\%$ podendo ser usada como base de pavimentos.

Em laboratório, no procedimento de escalpo, substituiu-se mais de 50% do peso total de agregados (aqueles de maior tamanho) por agregados mais miúdos, o que aumentou o intertravamento e a capacidade de suporte. Entretanto isso não ocorreria em campo, razão pela qual se for adotado o ISC como parâmetro de projeto (como faz o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER), o comportamento mecânico da brita GU2 em campo e em laboratório (com e sem escalpo) serão diferentes.

4.3 ENSAIOS TRIAXIAIS CONVENCIONAIS

4.3.1 Comportamento Tensão-Deformação

O comportamento tensão-deformação para as britas GG1, GU2 e GUm é mostrado pela Figura 4.10. Nos quadros internos mostram-se os níveis de tensão confinante (σ_3) aplicados em cada ensaio. Nota-se que, para a composição GG1, tal comportamento é mostrado para graus de compactação médios de 90 e 100 %.

A compactação mostrou um efeito muito significativo na resistência ao cisalhamento da brita graduada GG1. Com o aumento do grau de compactação, o pico de resistência atingiu valores mais elevados e o efeito da estruturação promovido pela energia aplicada também é mais notado, ou seja, a queda de resistência pós-pico é mais notável. Os módulos de elasticidade também se acentuam com o aumento da compactação.

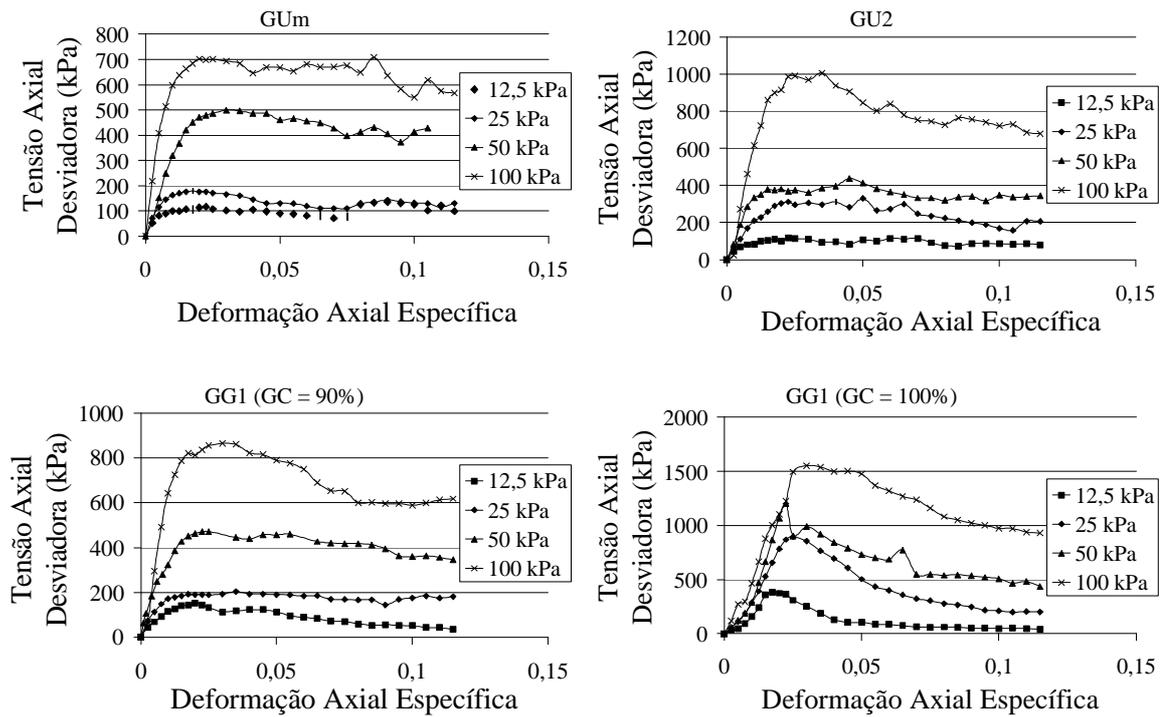


Figura 4.10 – Comportamento tensão-deformação para as britas estudadas

As resistências atingidas para as composições granulométricas estudadas nas diversas tensões de confinamento são mostradas na Figura 4.11.

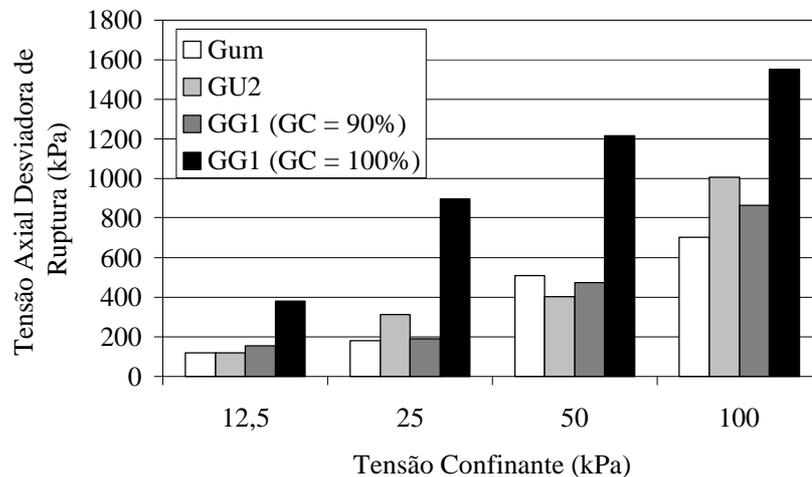


Figura 4.11 – Tensões axiais de ruptura para as britas estudadas

Observa-se:

- Como era esperado, para todas as britas estudadas, a resistência ao cisalhamento cresce com a tensão confinante.

- As maiores resistências foram as da brita GG1 com GC = 100%, enquanto que as britas GG1 (GC = 90%), GU2 e GUm tiveram resistências bastante semelhantes, excetuando as correspondentes à tensão confinante de 100 kPa.
- Para as britas GUm, GU2 e GG1 (GC = 90%), após a ruptura (identificada nas curvas por picos) não há uma queda significativa na resistência, revelando uma elevada resistência pós-pico, especialmente para tensões confinantes de 12,5; 25 e 50 kPa (níveis de σ_3 que representam as tensões horizontais que ocorrem no plano médio das camadas de base e sub-base de pavimentos flexíveis). Já para a brita GG1 com GC = 100%, a queda de resistência após a ruptura é mais notável, para qualquer nível de tensão confinante.
- O grau de compactação afetou significativamente a resistência dos corpos-de-prova da brita GG1.

4.3.2 Módulo de Young

A evolução dos módulos de elasticidade tangente e secante (definidos na seção 3.3.2) com a tensão confinante, para as britas GUm, GU2, GG1 (GC = 90%) e GG1 (GC = 100%), é mostrada na Figura 4.12.

Os módulos de Young foram relacionados com a tensão confinante segundo o modelo (4.1).

$$E = a \cdot \sigma_3 + b \quad (4.1)$$

Onde:

- E é o módulo de Young em kPa
- σ_3 é a tensão confinante em kPa
- a e b são parâmetros do modelo

Os parâmetros a e b para os módulos tangentes e secantes nas composições granulométricas estudadas são apresentados na Tabela 4.3.

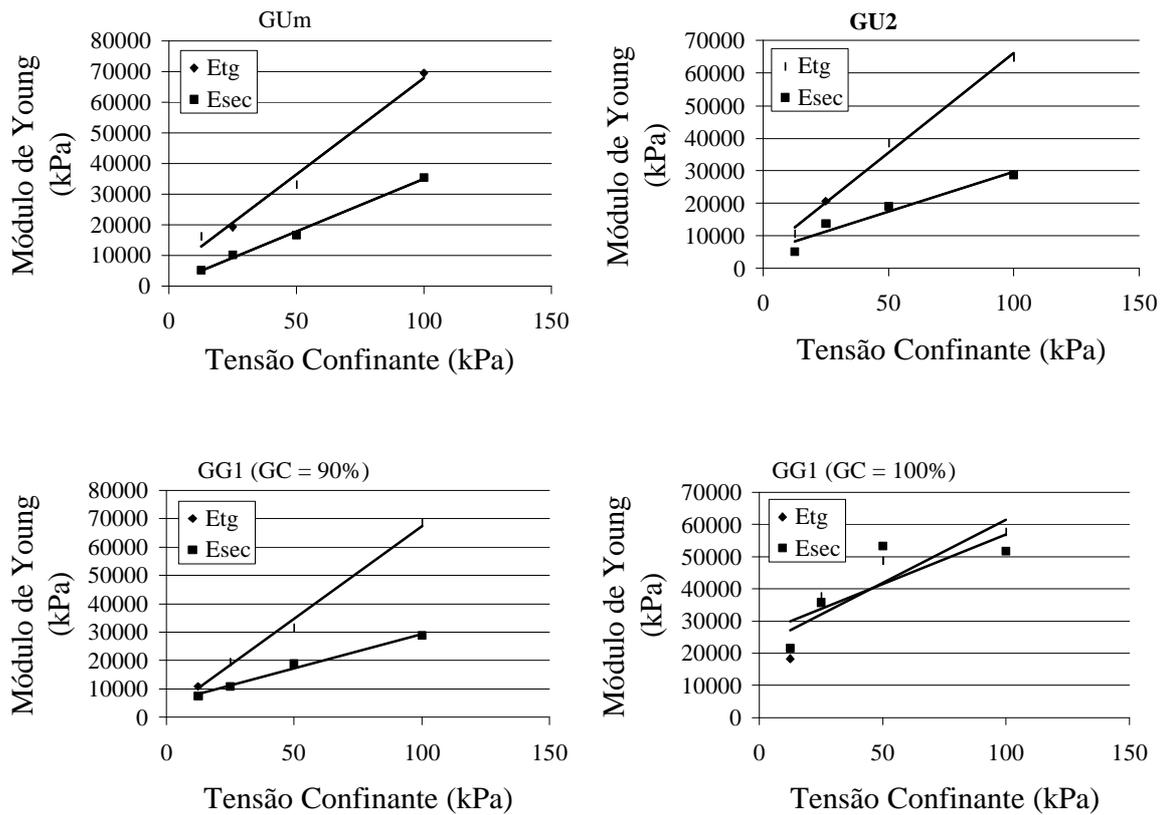


Figura 4.12 – Evolução dos módulos de Young com a tensão confinante

Tabela 4.3 – Parâmetros do modelo (4.1) para os módulos de Young em função da tensão confinante

| | GUm | | | GU2 | | | GG1 (GC = 90%) | | | GG1 (GC = 100%) | | |
|------------------------|-----|------|----------------|-----|------|----------------|----------------|------|----------------|-----------------|-------|----------------|
| | a | b | R ² | a | b | R ² | a | b | R ² | a | b | R ² |
| E_{tg} | 626 | 5198 | 0,98 | 611 | 5066 | 0,99 | 653 | 2009 | 0,99 | 393 | 22179 | 0,80 |
| E_{sec} | 341 | 884 | 1,00 | 246 | 5216 | 0,93 | 243 | 5180 | 0,99 | 308 | 26178 | 0,63 |

Os modelos explicam bem o comportamento dos módulos tangente e secante, com exceção do caso da brita GG1 (GC = 100%) onde o comportamento foi claramente não linear. Verificou-se que os modelos logarítmicos (4.2) e (4.3) ajustam melhor o comportamento desse material.

$$E_{tg} = 18639 \cdot \ln(s_3) - 25876 \quad (4.2)$$

$$R^2 = 0,97$$

$$E_{sec} = 15507 \cdot \ln(s_3) - 14680 \quad (4.3)$$

$$R^2 = 0,87$$

Outra constatação importante é que, para a composição GG1 com grau de compactação de 100%, os módulos tangente e secante são praticamente iguais. Ao examinar-se as curvas apresentadas pela Figura 4.10, nota-se que o material tem um comportamento linear-elástico praticamente até o ponto da ruptura, o que faz com que os referidos módulos se aproximem.

A deformabilidade dos materiais pode ser comparada pelas análises das Figuras 4.13 e 4.14 que mostram a evolução dos módulos tangente e secante com a tensão confinante.

Observa-se que a evolução dos módulos tangentes é muito semelhante para as britas GUm, GU2 e GG1 (GC = 90%), tendo um comportamento diferenciado para a brita GG1 com GC = 100%. Esta última apresentou módulos mais elevados para tensões confinantes de até 50 kPa. Porém, para $\sigma_3 = 100$ kPa, mostrou-se mais deformável que os outros materiais estudados.

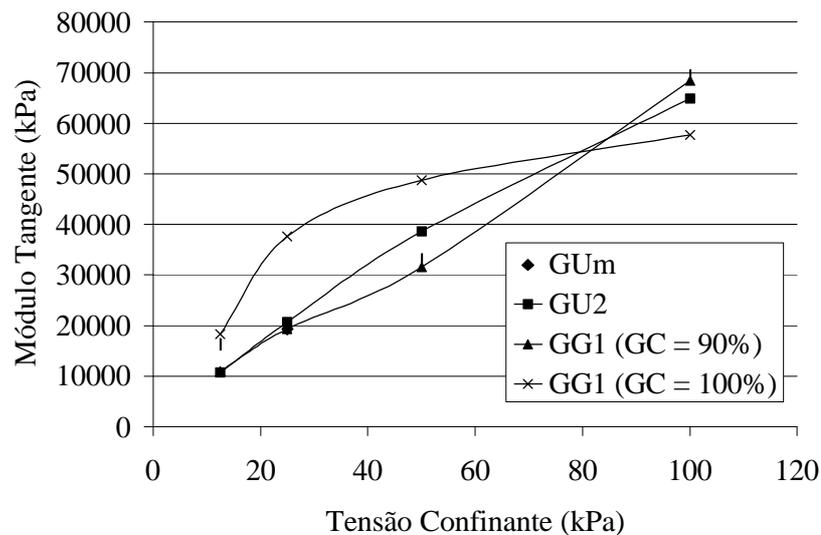


Figura 4.13 – Evolução do módulo tangente com a tensão confinante

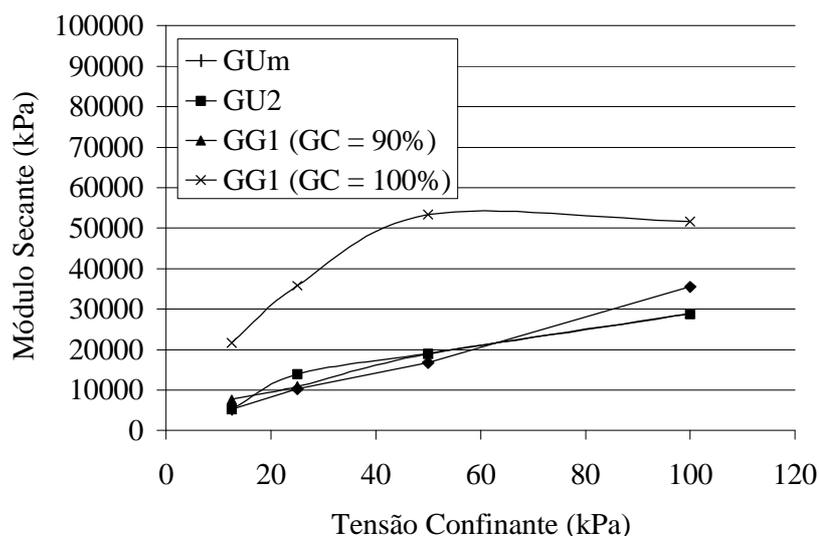


Figura 4.14 – Evolução do módulo secante com a tensão confinante

Analisando-se os módulos secantes, verificou-se que a brita GG1 (GC = 100%) apresentou valores significativamente superiores aos demais, mas o módulo para a tensão de confinamento de 100 kPa é menor do que para a de 50 kPa. Este é um comportamento difícil de ser explicado. Em geral, aumentos na tensão confinante, associados a decréscimos dos valores de módulo, decorrem da quebra de partículas. Porém, como este comportamento mostrou menor intensidade para o módulo tangente, pode não ser o caso. A verificação da granulometria após o ensaio também não explicaria o comportamento, já que, freqüentemente, ocorrem quebras de partículas durante a compactação dos corpos-de-prova.

4.3.3 Módulos de Resiliência

Foram executados ensaios para a determinação do módulo de resiliência segundo o procedimento descrito no Capítulo 3, para as britas GUm, GG1 (GC = 90%) e GG1 (GC = 100%). Os modelos (4.4) a (4.6) evidenciam a dependência do módulo em relação à tensão confinante. Para a brita GU2 foi utilizada a expressão obtida por Casagrande (2003), apresentada pela Equação 3.6. Os resultados dos ensaios, os modelos obtidos, bem como a curva obtida por Casagrande para a brita GU2 (linha tracejada), são mostrados pela Figura 4.15.

$$Mr = 1305 \cdot \sigma_3^{0,81} \quad (4.4)$$

$$Mr = 635 \cdot \sigma_3^{0,38} \quad (4.5)$$

$$Mr = 4842 \cdot \sigma_3^{0,91} \quad (4.6)$$

Onde:

- Mr é o módulo de resiliência em MPa
- σ_3 é a tensão confinante em MPa

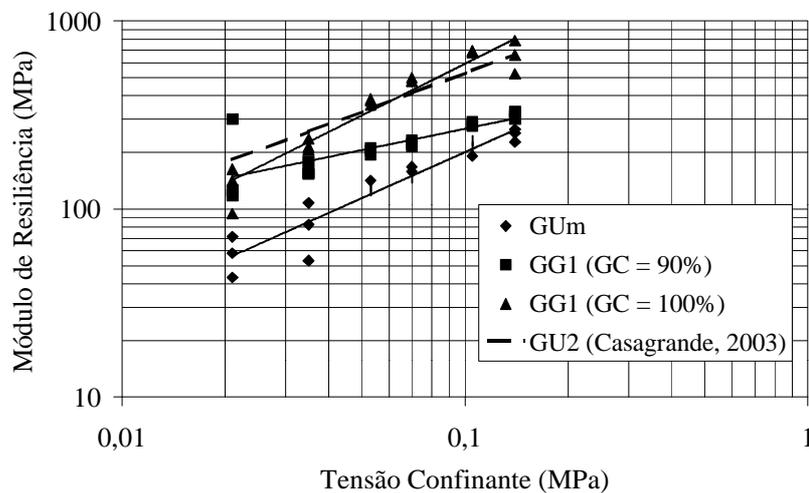


Figura 4.15 – Módulos de resiliência

Na Figura 4.15, observa-se que:

- Os maiores módulos correspondem à brita GG1 (GC = 100%) e os menores à brita GUm;
- Os módulos da brita GU2 (obtidos por Casagrande, 2003), são muito semelhantes aos da brita GG1 com GC = 100%;
- Os módulos são fortemente dependentes da tensão confinante σ_3 , sendo a dependência menos significativa para a brita GG1 com GC = 90%.

Comparando-se os módulos de Young obtidos com os módulos de resiliência nas mesmas tensões confinantes (21, 35, 53, 70 e 105 kPa) obtiveram-se as relações mostradas na Figura 4.16.

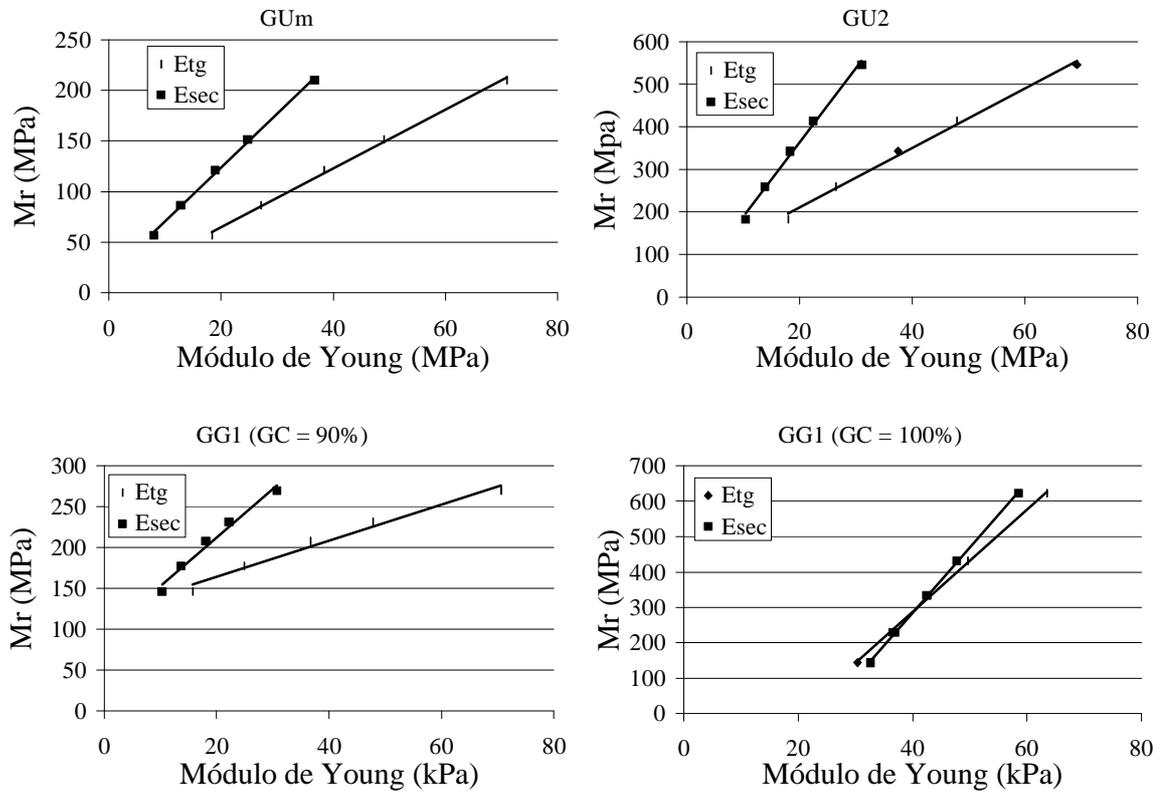


Figura 4.16 – Relações entre módulo de resiliência e módulo de Young

O modelo (4.7) relaciona os módulos de resiliência e de Young:

$$Mr = c \cdot E + d \quad (4.7)$$

Onde:

- Mr é o módulo de resiliência em MPa
- E é o módulo de Young em MPa
- c e d são parâmetros do modelo, apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Parâmetros do modelo (4.7) para os módulos de resiliência em função dos módulos de Young

| | GUm | | | GU2 | | | GG1 (GC = 90%) | | | GG1 (GC = 100%) | | |
|---------------------------|-----|----|----------------|------|----|----------------|----------------|-----|----------------|-----------------|------|----------------|
| | c | d | R ² | c | d | R ² | c | d | R ² | c | d | R ² |
| f(E_{tg}) | 2,9 | 7 | 1,00 | 7,0 | 70 | 0,99 | 2,2 | 120 | 0,98 | 14,5 | -292 | 1,00 |
| f(E_{sec}) | 5,3 | 17 | 1,00 | 17,4 | 15 | 0,99 | 5,9 | 94 | 0,98 | 18,5 | -454 | 1,00 |

Os módulos de resiliência foram 3 vezes maiores que o módulo tangente para a brita GUm, de 8 a 10 vezes para a GU2, de 4 a 9 vezes para a GG1 (GC = 90%) e de 5 a 10 vezes para a GG1 (GC = 100%). Com relação ao módulo secante, foram de 6 a 7 vezes para a brita GUm, de 18 a 19 vezes para a GU2, de 9 a 14 vezes para a GG1 (GC = 90%) e de 4 a 11 vezes para a brita GG1 (GC = 100%). Na dissertação de mestrado de Preussler (1978), os módulos de resiliência de um solo arenoso foram de 3 a 7 vezes os módulos estáticos tangentes, para solos arenosos, com o cálculo do módulo para 50 % da tensão máxima. Os ensaios triaxiais estáticos foram não adensados e não drenados (UU).

4.3.4 Resistência ao Cisalhamento

Os ensaios triaxiais convencionais visam delimitar estados de tensões que o material é capaz de suportar. Assim, obtendo-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb torna-se possível o cálculo da tensão de ruptura, para o intervalo de tensões confinantes estabelecido no ensaio, utilizando-se a Equação 2.1.

As trajetórias de tensões bem como a envoltória de resistência ao cisalhamento, para as composições estudadas, são mostradas nas Figuras 4.17 a 4.20, nas quais, também, são apresentados os parâmetros de resistência ao cisalhamento. Nota-se que além dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb, intercepto coesivo (c') e ângulo de atrito interno (ϕ'), são apresentados os parâmetros a e α referentes ao diagrama $q \times p'$. Observa-se também as trajetórias de tensões relativas a ensaios adensados e drenados, com declividade de 45°, já que, teoricamente, não ocorre geração de excessos de poro-pressão.

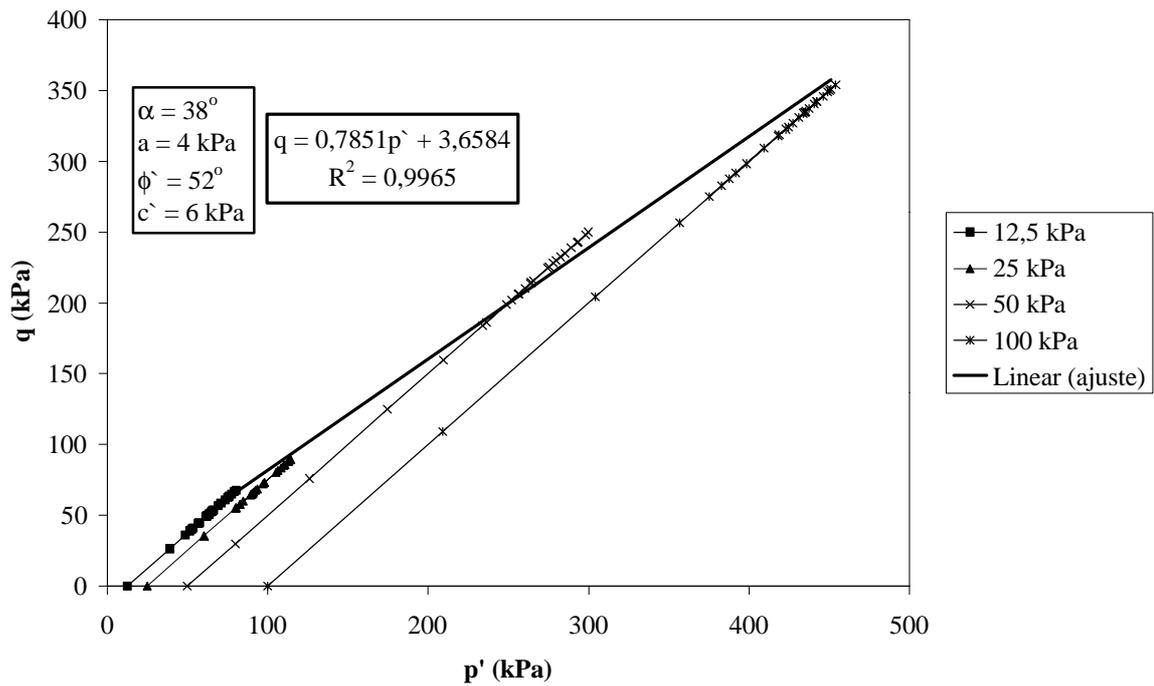


Figura 4.17 – Trajetórias de tensão e envoltórias de ruptura para a brita GUM

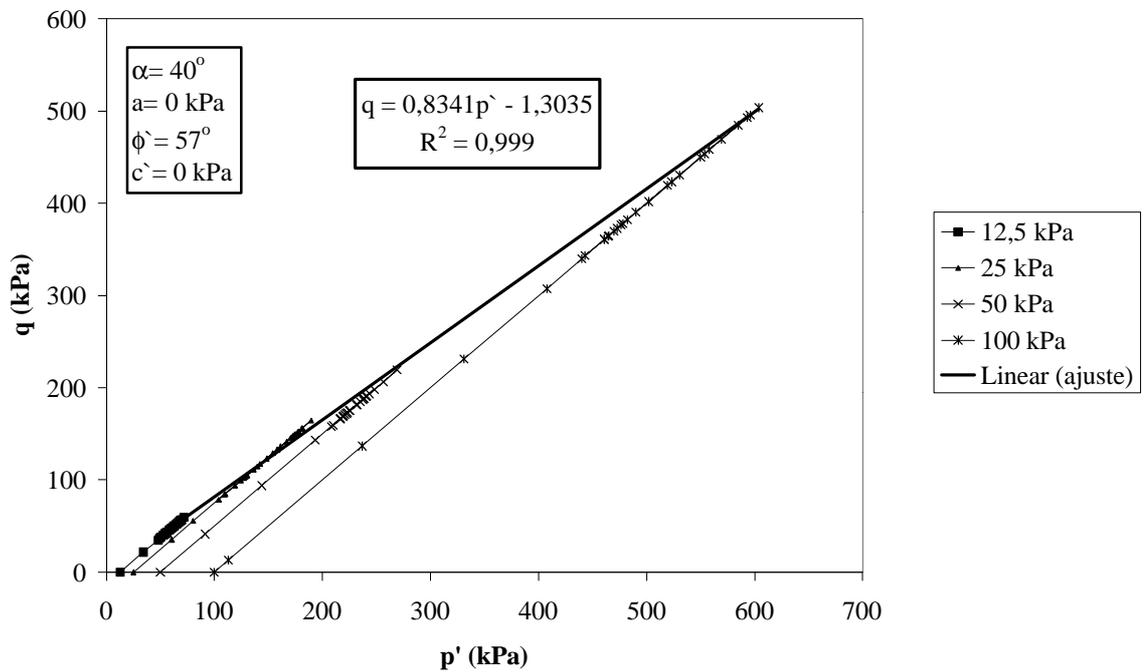


Figura 4.18 – Trajetórias de tensão e envoltórias de ruptura para a brita GU2

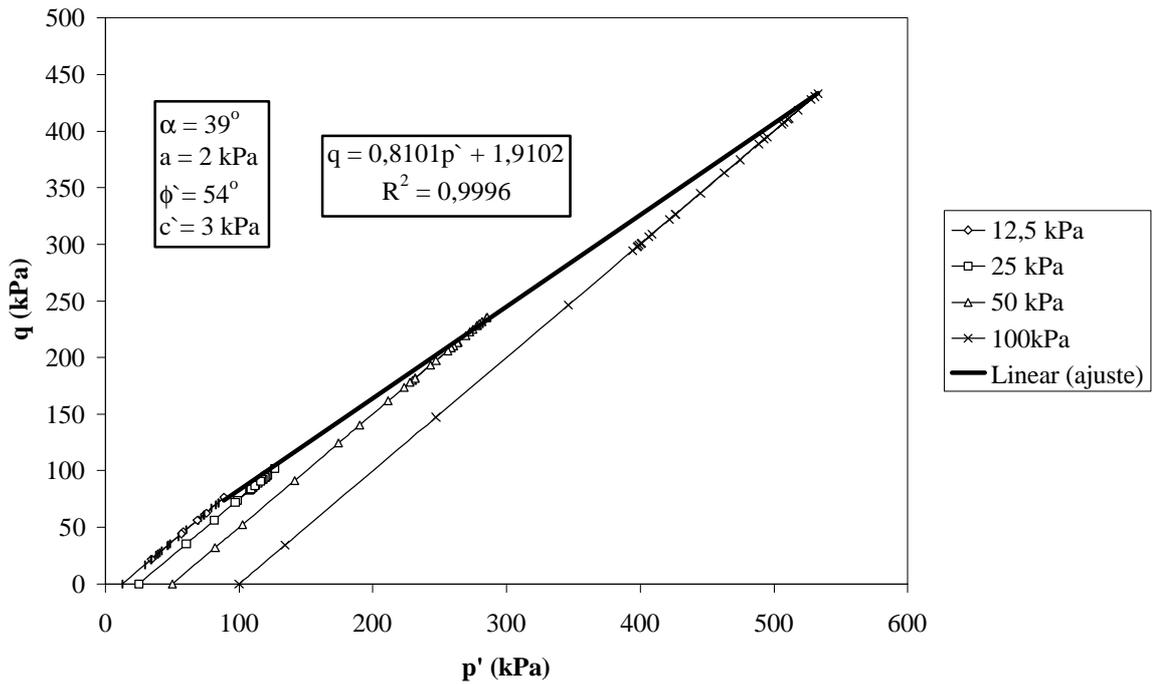


Figura 4.19 – Trajetórias de tensão e envoltórias de ruptura para a brita GG1 (GC = 90%)

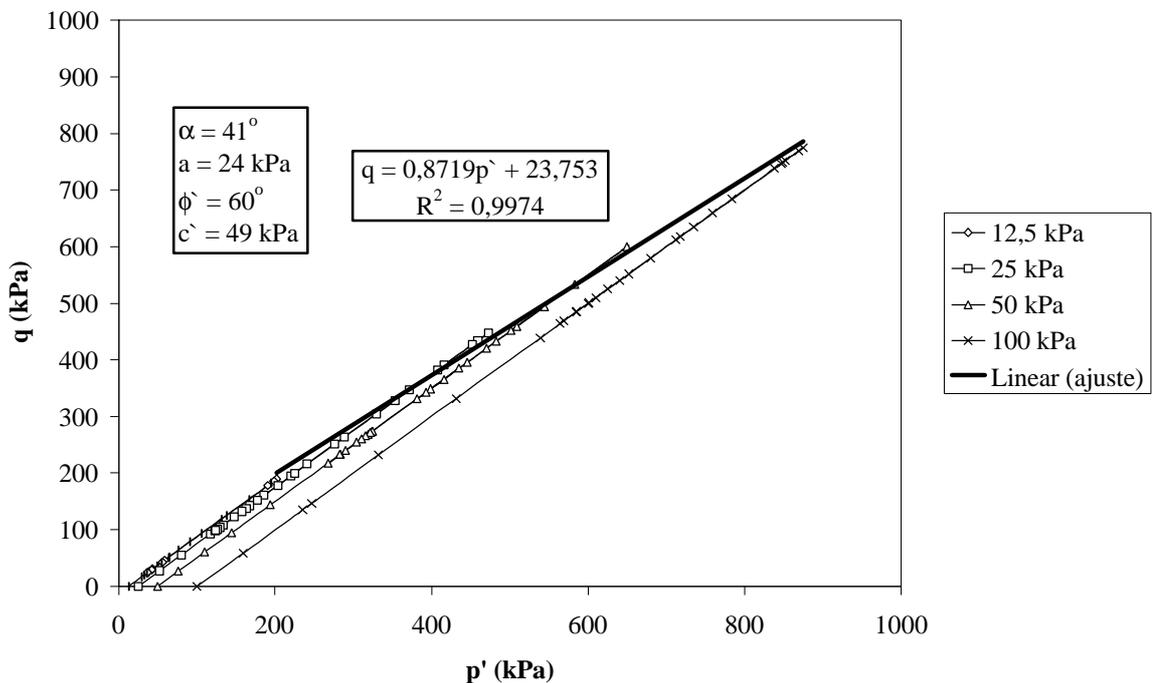


Figura 4.20 – Trajetórias de tensão e envoltórias de ruptura para a brita GG1 (GC = 100%)

As envoltórias de ruptura para a brita GG1 demonstram a forte influência do grau de compactação nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, da mesma forma que para as curvas de tensão-deformação comentadas em 4.3.1. Observou-se que o incremento de

compactação aumentou o ângulo de atrito interno de 54° para 60° e conferiu um intercepto coesivo significativo (49 kPa) para o material.

O material drenante graúdo (GU2), conforme o esperado, não apresentou intercepto coesivo, já que possui apenas 1% de material passando na peneira N^o 4. O ângulo de atrito interno ficou entre os encontrados para a brita GG1 nos graus de compactação de 90 % e 100 %, ou seja uma compactação adequada pode conferir à brita GG1 características mecânicas muito superiores às da GU2. Porém um grau de compactação deficiente pode deixar os materiais com características muito semelhantes.

A brita GUm apresentou o menor ângulo de atrito interno entre as composições estudadas e, apesar de possuir um pequeno intercepto coesivo (6 kPa), mostra-se como o material de menor resistência ao cisalhamento.

Como a condição de operação dos pavimentos flexíveis está mais relacionada com a deformabilidade do que com a ruptura propriamente dita, considerou-se interessante definir-se parâmetros de comportamento para deformações especificadas e não apenas para o pico de resistência. Assim, a partir das curvas de tensão-deformação na compressão triaxial, foram definidas envoltórias, não para a condição de ruptura e sim para as deformações de 0,5; 1,0; 1,5 e 2,0%, denominadas envoltórias de resistência mobilizada. Os parâmetros de resistência mobilizada são apresentados pela Tabela 4.5 e as envoltórias nas Figuras 4.21 a 4.24.

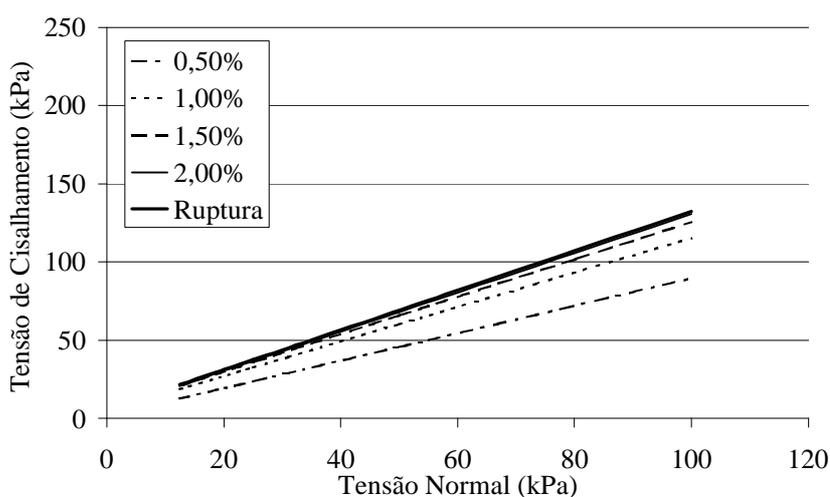


Figura 4.21 – Envoltórias de resistência mobilizada para a brita GUm

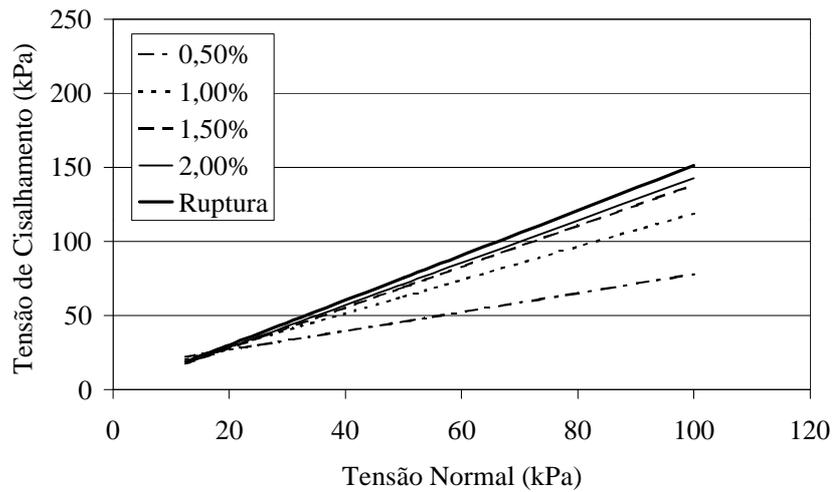


Figura 4.22 – Envolvórias de resistência mobilizada para a brita GU2

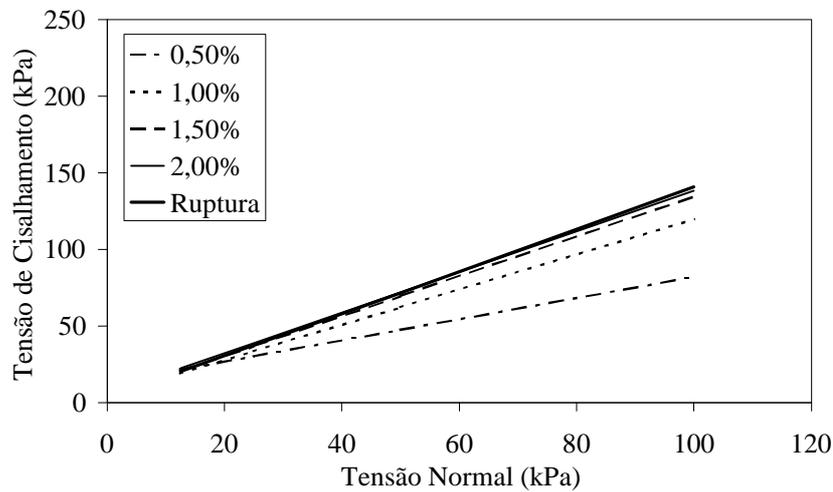


Figura 4.23 – Envolvórias de resistência mobilizada para a brita GG1 (GC = 90%)

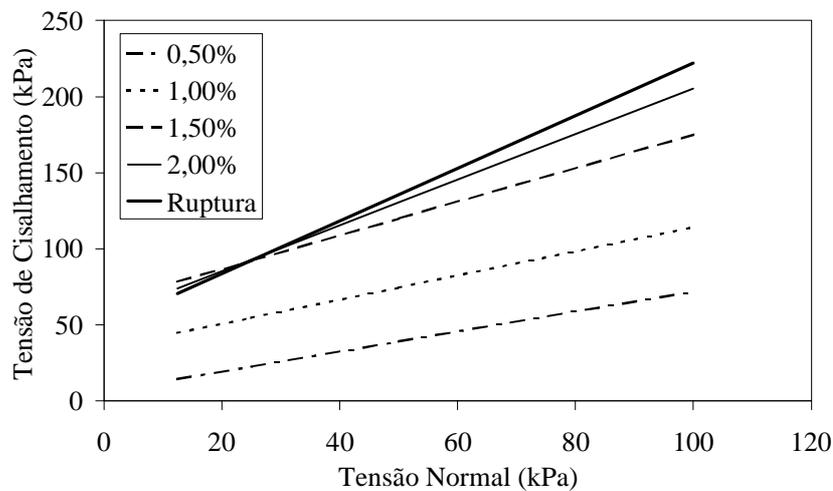


Figura 4.24 – Envolvórias de resistência mobilizada para a brita GG1 (GC = 100%)

A Tabela 4.5 mostra os parâmetros de resistência ao cisalhamento e de resistência mobilizada para os materiais estudados.

Tabela 4.5 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento e de resistência mobilizada para os materiais estudados

| | e = 0,5% | | e = 1,0% | | e = 1,5% | | e = 2,0% | | Ruptura | |
|-----------------|-----------------|---------------------------|-----------------|---------------------------|-----------------|---------------------------|-----------------|---------------------------|----------------|---------------------------|
| | c' | ϕ' | c' | ϕ' | c' | ϕ' | c' | ϕ' | c' | ϕ' |
| | (kPa) | ($^{\circ}$) | (kPa) | ($^{\circ}$) |
| GUm | 2 | 41 | 5 | 48 | 6 | 50 | 5 | 51 | 6 | 52 |
| GU2 | 14 | 32 | 7 | 48 | 0 | 54 | 0 | 55 | 0 | 57 |
| GG1 (GC = 90%) | 10 | 35 | 5 | 49 | 4 | 52 | 6 | 53 | 3 | 54 |
| GG1 (GC = 100%) | 6 | 33 | 35 | 38 | 65 | 48 | 55 | 56 | 49 | 60 |

Analisando-se os resultados obtidos nota-se que:

- Para baixos níveis de deformações, os corpos-de-prova da brita GG1 com grau de compactação de 100% mobilizaram ângulos de atrito interno mais baixos que os correspondentes a GC = 90%. A situação inverte-se somente a partir de deformações da ordem de 2%.
- As britas GG1 (GC = 90%), GU2 e GUm mostraram um comportamento muito semelhante, com ângulos de atrito interno praticamente iguais para a deformação de 1%.
- A brita GUm mobiliza atrito muito rapidamente, porém para deformações mais elevadas atinge a ruptura com o ângulo de atrito interno mais baixo.
- Os comportamentos das composições GG1 (GC = 90%) e GU2 são muito parecidos, o que demonstra que os finos entre os vazios perdem a sua função se não for aplicada uma energia de compactação adequada ao sistema.

Mesmo que em algumas situações o atrito mobilizado seja maior para as composições GUm, GU2 e GG1 (GC = 90%), a resistência é quase sempre maior para a brita GG1 com

grau de compactação de 100%. Isto é devido aos altos interceptos coesivos mobilizados, os quais indicam uma provável curvatura da envoltória para tensões de confinamento muito baixas, já que, por tratar-se de britas, não apresentam resistência à tração. A exceção se faz a deformações muito baixas (da ordem de 0,5% e 1,0%), para tensões confinantes altas (da ordem de 100 kPa), às quais a resistência mobilizada foi maior para o grau de compactação de 90%.

A evolução dos parâmetros de resistência ilustra bem esse comportamento e é mostrada pelas Figuras 4.25 e 4.26. Como a condição de ruptura ocorre a diferentes deformações, foi adotada a média das deformações de ruptura para cada material estudado.

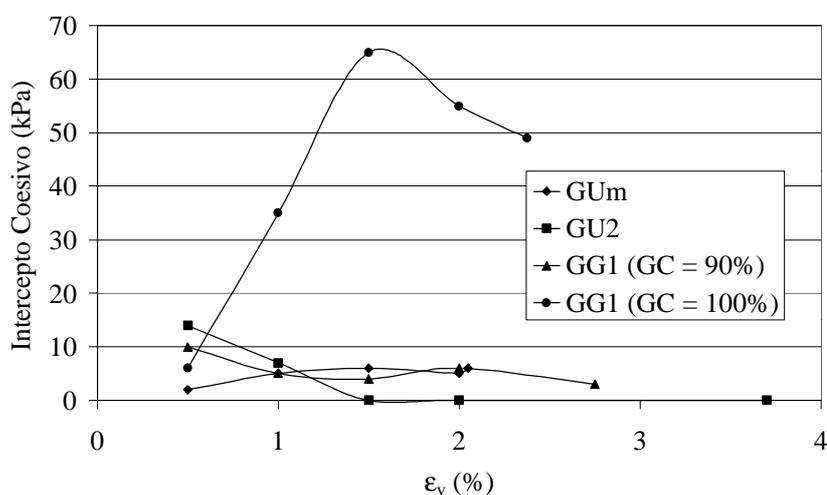


Figura 4.25 – Evolução do intercepto coesivo com a deformação vertical

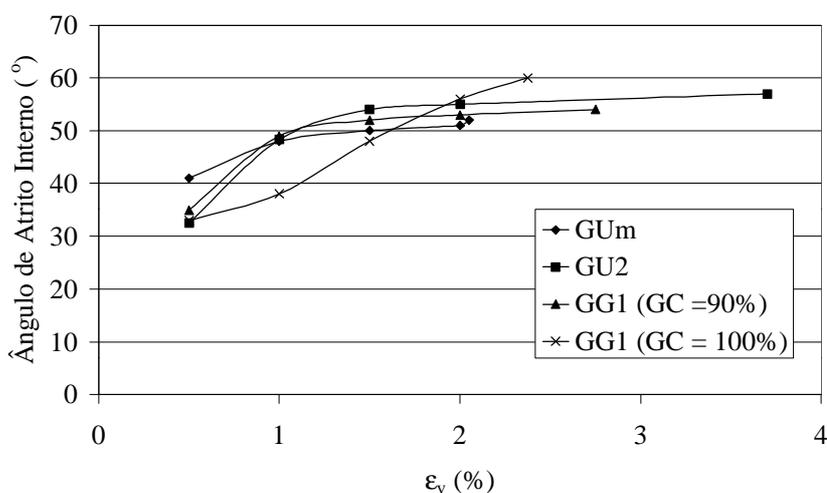


Figura 4.26 – Evolução do ângulo de atrito interno com a deformação vertical

Observa-se que:

- O ângulo de atrito interno aumenta com a deformação vertical até $\varepsilon_v = 2\%$, devido à redução do volume de vazios do corpo-de-prova decorrente do carregamento externo.
- O intercepto coesivo para quase todas as composições sugere um padrão semelhante, com mobilização discreta. Este comportamento é completamente diferente para a brita GG1 com grau de compactação de 100%, que mobiliza interceptos significativos. Entretanto, não há uma explicação física para um ou outro comportamento. Trata-se apenas de imprecisões do modelo de Mohr-Coulomb, mostrando que na realidade a envoltória de ruptura dessas britas é curvilínea. Os interceptos coesivos resultam da tentativa de linearizar-se a envoltória.

Com o objetivo de visualizar a evolução da resistência com a deformação vertical são apresentadas as envoltórias de resistência mobilizada dos materiais nas deformações de 0,5%; 1,0%; 1,5% e 2,0% pelas Figuras 4.27, 4.28, 4.29 e 4.30, respectivamente.

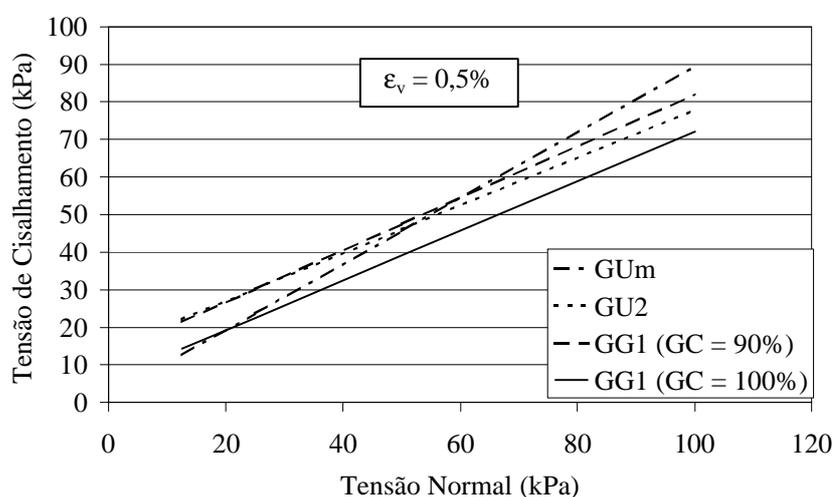


Figura 4.27 – Envoltórias de resistência mobilizada para $\varepsilon_v = 0,5\%$

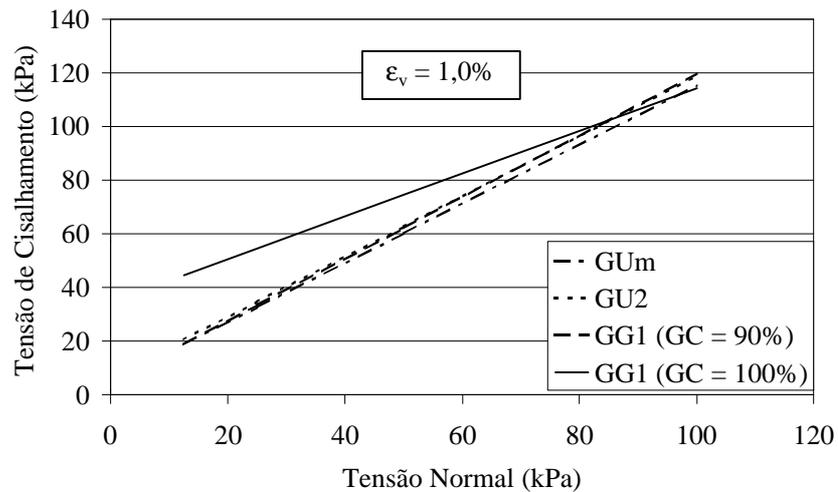


Figura 4.28 – Envolvórias de resistência mobilizada para $\epsilon_v = 1,0\%$

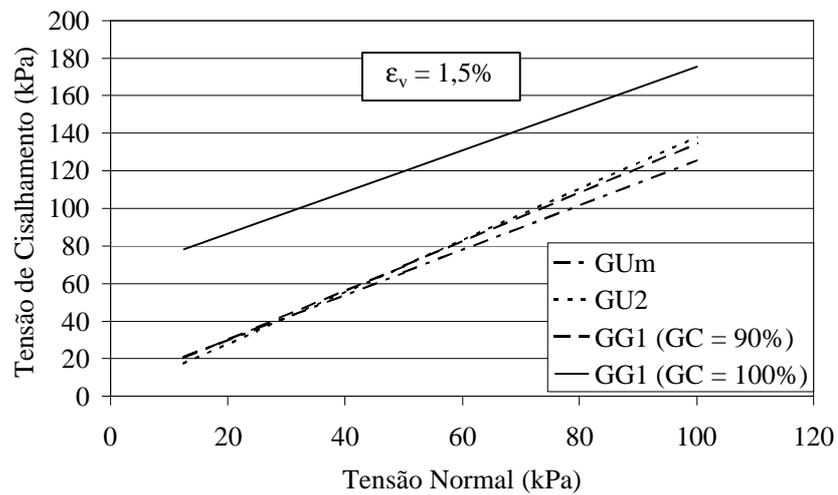


Figura 4.29 – Envolvórias de resistência mobilizada para $\epsilon_v = 1,5\%$

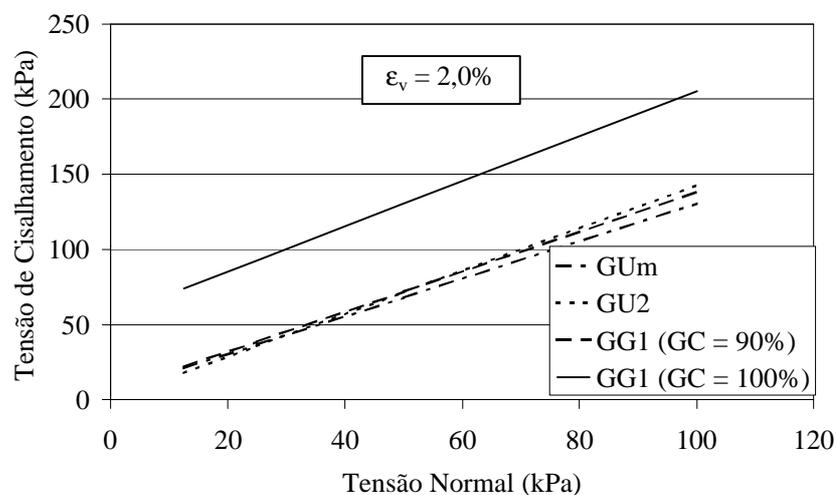


Figura 4.30 – Envolvórias de resistência mobilizada para $\epsilon_v = 2,0\%$

Observando as Figuras 4.27 a 4.30, nota-se que, para baixos níveis de deformações, a envoltória da brita GG1 (GC = 100%) mobiliza resistências menores em relação aos demais materiais, comportamento já explicado pelas Figuras 4.25 e 4.26 que mostraram uma mobilização inicialmente lenta dos parâmetros de resistência c' e ϕ' . O comportamento começa a se inverter para as deformações de 1% onde se tem resistência superior às demais em quase toda a envoltória. A exceção se dá na porção relativa a tensões confinantes altas, o que é explicado por uma mobilização significativa do intercepto coesivo e uma mobilização mais modesta de atrito. O ângulo de atrito interno da brita GG1 (GC = 100%) só passa a ser maior que para as outras composições a partir das deformações de 2,0%, porém a sua resistência já é bem superior em 1,5%. Os materiais GUm, GU2 e GG1 (GC = 90%) mostraram um comportamento muito semelhante em todos os níveis de deformações; ainda assim, destaca-se o atrito mobilizado pela brita GUm a deformações de 0,5% significativamente maior que as outras, como já mostrado na Figura 4.26.

4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARREGAMENTO REPETIDO

Nesta seção discutem-se os resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido de acordo com o seguinte programa:

- a) ensaios multi-estágios nos quais foram aplicados em um mesmo corpo-de-prova vários níveis de tensão desvio, com aproximadamente 80.000 repetições de carga para cada incremento de σ_d .
- b) ensaios em corpos-de-prova virgens com um único estado de tensões (σ_d e σ_3) e aproximadamente 80.000 ciclos de carga.
- c) ensaios multi-estágios em corpos de prova de brita GG1 compactada a 103%.
- d) ensaios em corpos-de-prova virgens com um único estado de tensões (σ_d e σ_3) e mais de 100.000 ciclos de carga.

4.4.1 Deformações Permanentes em Ensaio Multi-Estágios

Os resultados dos ensaios triaxiais realizados em multi-estágios de carga nas britas estudadas são mostrados nas Figuras 4.31 a 4.34, onde é possível verificar duas fases distintas do seu comportamento. A primeira fase refere-se à pós-compactação, ou deformação

permanente inicial (ϵ_{pi}) seguida de outra na qual a taxa ou velocidade de deformações permanentes (VDP) é constante. Os números entre parênteses nas figuras citadas identificam a razão $\sigma_d/\sigma_{1,f}$.

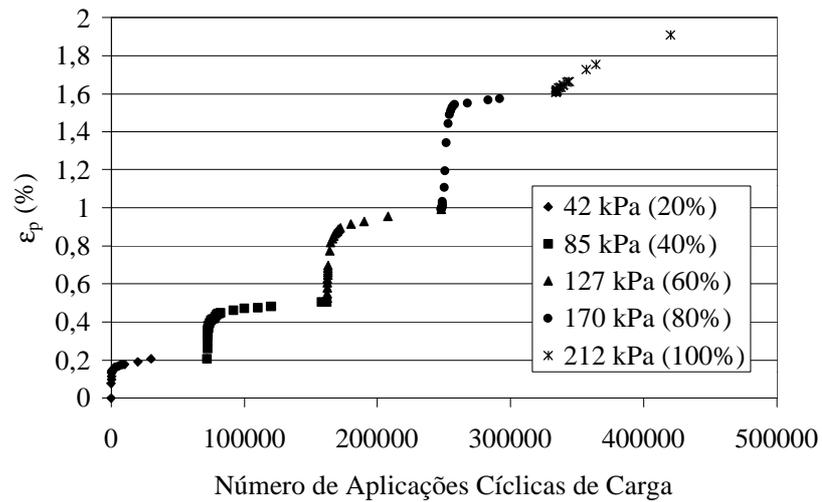


Figura 4.31 – Deformações permanentes em multi-estágios para a brita GUm

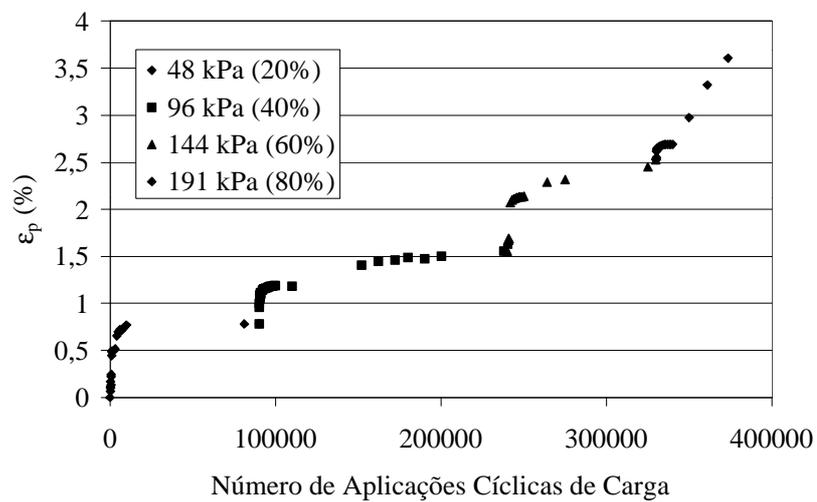


Figura 4.32 – Deformações permanentes em multi-estágios para a brita GU2

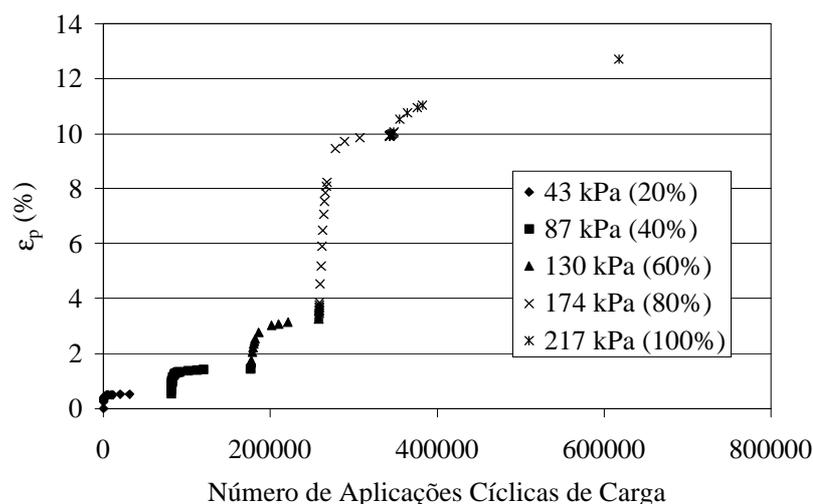


Figura 4.33 – Deformações permanentes em multi-estágios para a brita GG1 (GC = 90%)

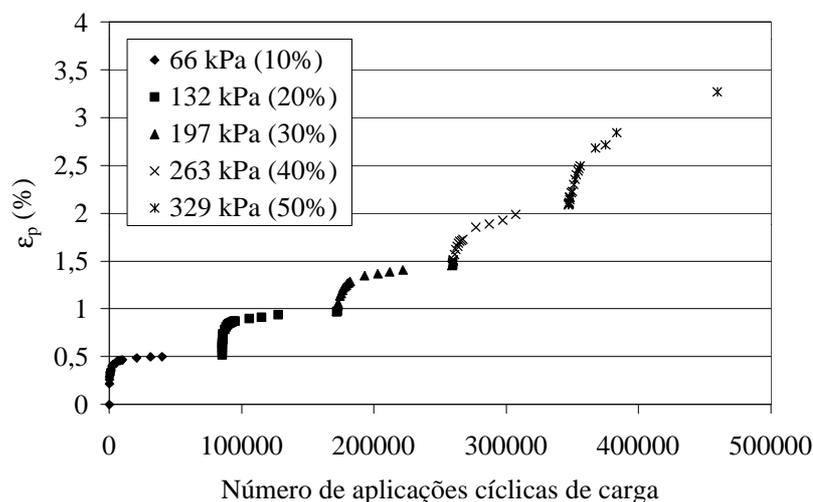


Figura 4.34 – Deformações permanentes em multi-estágios para a brita GG1 (GC = 100%)

Observou-se:

- Para tensões desvio relativamente próximas o acúmulo de deformações permanentes foi significativamente maior na brita GU2 do que na GUm.
- O efeito da compactação no comportamento quanto a deformações permanentes das britas é evidente, tanto quando se comparam os resultados da brita GG1 com grau de compactação de 90 e 100%, como quando se comparam deformações da brita GG1 (GC = 90%) com as correspondentes às britas de granulometria

uniforme (onde a compactação fica prejudicada pela quantidade excessiva de partículas graúdas).

Tanto ϵ_{pi} como VDP variaram com a tensão desvio aplicada e seu comportamento pode ser explicado pelos modelos (4.8) e (4.9) respectivamente, evidenciando o seu caráter não linear. Os parâmetros dos modelos (4.8) e (4.9) são apresentados na Tabela 4.6.

$$\epsilon_{pi} = a \cdot e^{b \cdot \sigma_d} \quad (4.8)$$

$$VDP = c \cdot e^{d \cdot \sigma_d} \quad (4.9)$$

Onde:

- ϵ_{pi} é a deformação permanente inicial (%)
- VDP é a velocidade de deformações permanentes (%/ciclo)
- σ_d é a tensão desvio aplicada ciclicamente
- $e = 2.7183$ (base do logaritmo natural)
- a, b, c e d são parâmetros dos modelos

Tabela 4.6 – Parâmetros dos modelos (4.8) e (4.9)

| Material | ϵ_{pi} | | | VDP | | |
|-----------------|----------------------|----------------------|-------|----------------------|----------------------|-------|
| | a | b | R^2 | c | d | R^2 |
| GUm | $1,44 \cdot 10^{-1}$ | $1,28 \cdot 10^{-2}$ | 0,94 | $5,58 \cdot 10^{-8}$ | $1,92 \cdot 10^{-2}$ | 0,81 |
| GU2 | $5,32 \cdot 10^{-1}$ | $8,96 \cdot 10^{-3}$ | 0,97 | $3,52 \cdot 10^{-8}$ | $3,44 \cdot 10^{-2}$ | 0,97 |
| GG1 (GC = 90%) | $2,52 \cdot 10^{-1}$ | $1,90 \cdot 10^{-2}$ | 0,96 | $3,44 \cdot 10^{-7}$ | $1,54 \cdot 10^{-2}$ | 0,92 |
| GG1 (GC = 100%) | $3,54 \cdot 10^{-1}$ | $6,28 \cdot 10^{-3}$ | 0,98 | $2,37 \cdot 10^{-7}$ | $1,00 \cdot 10^{-2}$ | 0,99 |

A evolução de ϵ_{pi} e VDP em função da tensão desvio, para os graus de compactação de 90% e 100%, é mostrada pelas Figuras 4.35 e 4.36. A mesma análise foi realizada com o

objetivo de verificar a influência da granulometria nos parâmetros ϵ_{pi} e VDP. O resultado é mostrado nas Figuras 4.37 e 4.38 respectivamente.

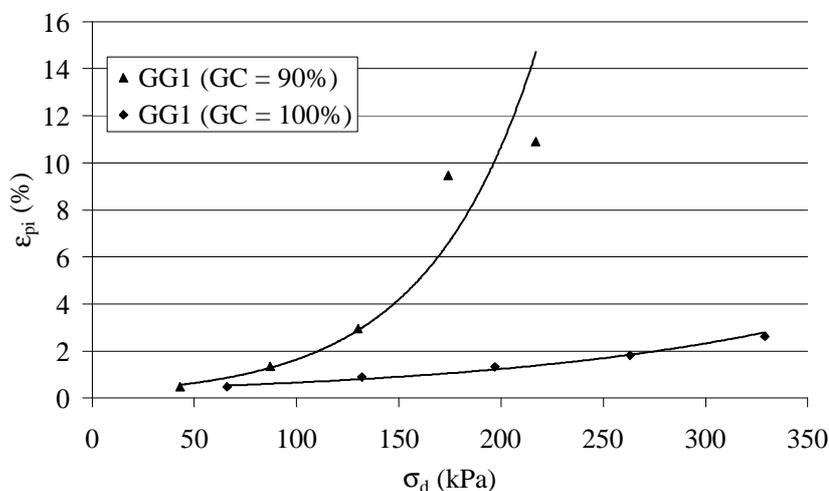


Figura 4.35 – Influência do grau de compactação na relação entre ϵ_{pi} e σ_d

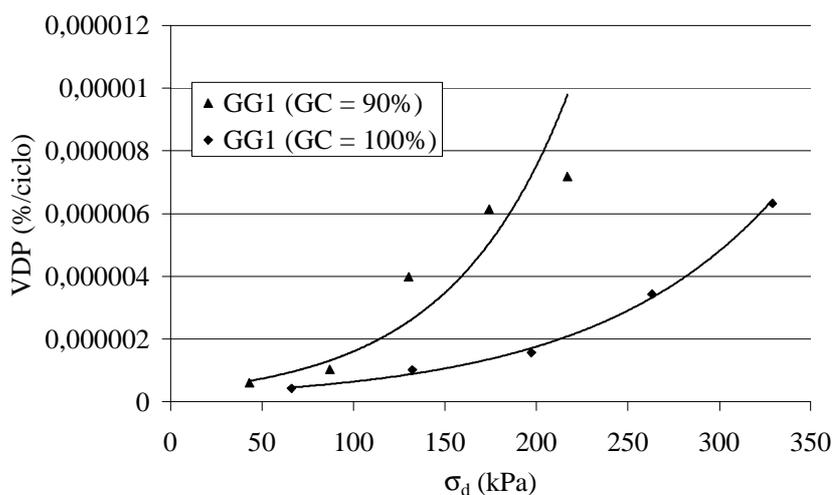


Figura 4.36 – Influência do grau de compactação na relação entre VDP e σ_d

As Figuras 4.35 e 4.36 mostram que, tanto ϵ_{pi} como VDP, diminuem significativamente com o aumento do grau de compactação. Para os corpos-de-prova de brita GG1 com grau de compactação de 100%, as deformações permanentes iniciais mantiveram-se baixas mesmo para elevados níveis de tensão desvio. Isto não ocorre para o grau de compactação de 90%, em que ϵ_{pi} aumenta significativamente para tensões elevadas. Um comportamento semelhante ocorre para VDP, porém é menos pronunciado.

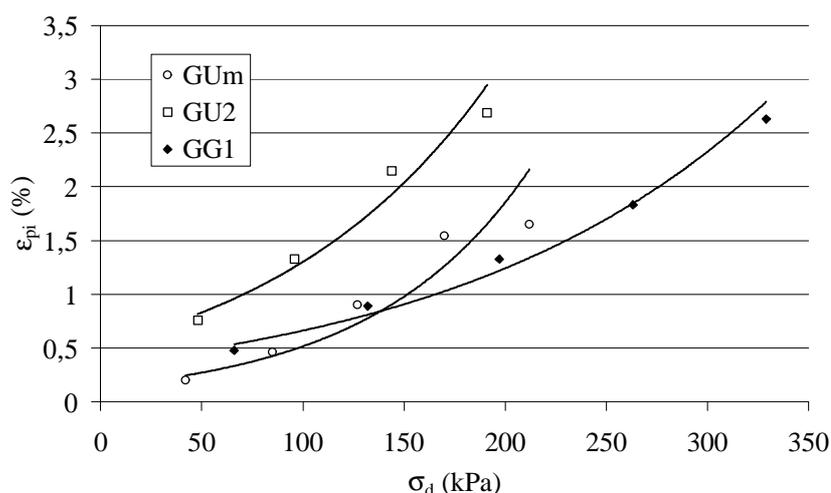


Figura 4.37 – Influência da granulometria na relação entre ϵ_{pi} e σ_d

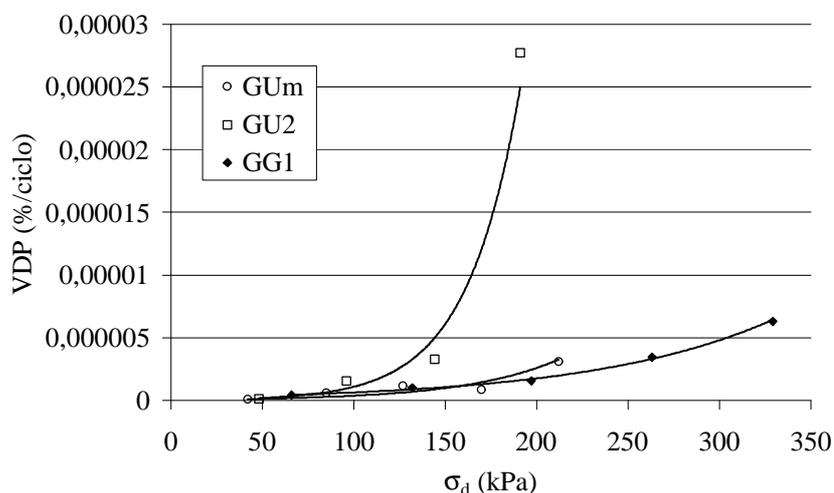


Figura 4.38 – Influência da granulometria na relação entre VDP e σ_d

As Figuras 4.37 e 4.38 mostraram que, para qualquer nível de tensão desvio tanto ϵ_{pi} quanto VDP são maiores nos corpos-de-prova de brita GU2. A Figura 4.38 mostra que a brita GU2 rompe para a tensão desvio de 191 kPa e, também, que os valores de VDP para as britas GUm e GG1 (GC = 100%) são muito semelhantes até, aproximadamente 200 kPa. As ϵ_{pi} são semelhantes apenas para tensões desvio baixas.

As análises realizadas mostram que os ensaios de ISC não representam o comportamento quanto a deformações permanentes, pois a brita GUm (ISC = 37%) apresentou um comportamento muito superior ao da brita GU2 (ISC = 72%) nos ensaios de deformações permanentes. Porém, como já foi observado por Theyse (2000), alguns materiais

com alta resistência ao cisalhamento não se comportam bem sob cargas repetidas, tal como foi o caso da brita GU2.

Uma análise semelhante pode ser feita relacionando-se a evolução das deformações permanentes com a relação $(\sigma_d/\sigma_{1,f})$. Os modelos (4.10) e (4.11) e as Figuras 4.39 a 4.42 mostram que a modelagem foi razoavelmente bem sucedida. Os parâmetros dos modelos (4.10) e (4.11) são apresentados na Tabela 4.7.

$$\varepsilon_{pi} = f \cdot e^{\frac{g \cdot \sigma_d}{\sigma_{1,f}}} \quad (4.10)$$

$$VDP = h \cdot e^{\frac{i \cdot \sigma_d}{\sigma_{1,f}}} \quad (4.11)$$

Onde:

- ε_{pi} é a deformação permanente inicial (%)
- VDP é a velocidade de deformações permanentes (%/ciclo)
- σ_d é a tensão desvio aplicada ciclicamente
- $\sigma_{1,f}$ é a tensão de ruptura calculada a partir da Equação 2.1 utilizando-se os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb e $\sigma_3 = 21$ kPa
- $e = 2.7183$ (base do logaritmo natural)
- f, g, h e i são parâmetros dos modelos

Tabela 4.7 – Parâmetros de regressão estatística para os modelos (4.10) e (4.11)

| Material | ε_{pi} | | | VDP | | |
|-----------------|----------------------|----------------------|-------|----------------------|----------------------|-------|
| | f | g | R^2 | h | i | R^2 |
| GUm | $1,44 \cdot 10^{-1}$ | $1,28 \cdot 10^{-2}$ | 0,93 | $5,55 \cdot 10^{-8}$ | $4,08 \cdot 10^{-2}$ | 0,81 |
| GU2 | $5,32 \cdot 10^{-1}$ | $8,96 \cdot 10^{-3}$ | 0,97 | $3,52 \cdot 10^{-8}$ | $3,44 \cdot 10^{-2}$ | 0,97 |
| GG1 (GC = 90%) | $2,51 \cdot 10^{-1}$ | $4,07 \cdot 10^{-2}$ | 0,96 | $3,43 \cdot 10^{-7}$ | $3,36 \cdot 10^{-2}$ | 0,92 |
| GG1 (GC = 100%) | $3,55 \cdot 10^{-1}$ | $4,12 \cdot 10^{-2}$ | 0,98 | $2,37 \cdot 10^{-7}$ | $6,60 \cdot 10^{-2}$ | 0,99 |

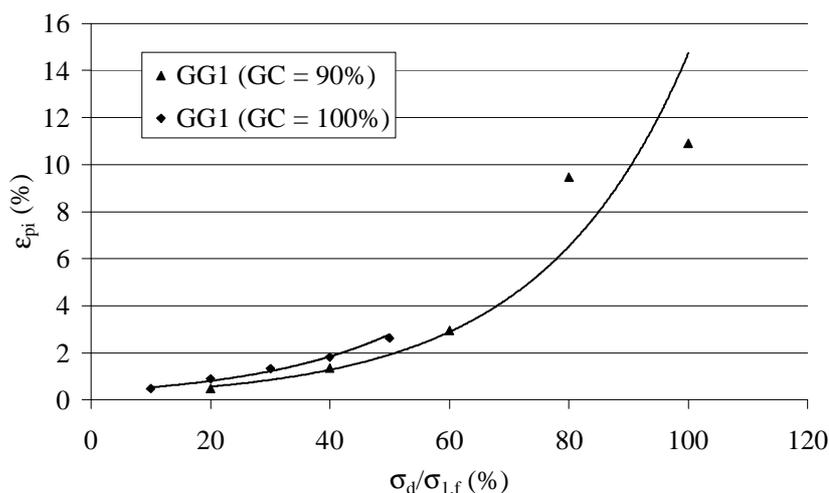


Figura 4.39 – Influência do grau de compactação na relação entre ϵ_{pi} e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ para a brita GG1

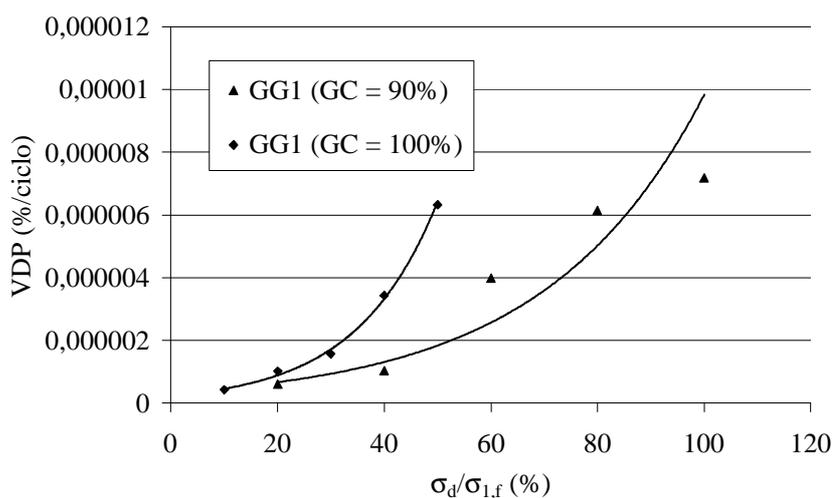


Figura 4.40 – Influência do grau de compactação na relação entre VDP e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ para a brita GG1

Na Figura 4.39, nota-se que, para ambos os graus de compactação da brita GG1, as curvas de ϵ_{pi} foram praticamente coincidentes, ou seja, para uma mesma relação $\sigma_d/\sigma_{1,f}$, as deformações permanentes iniciais foram muito semelhantes. A mesma eficiência não se confirmou na análise da VDP (Figura 4.40), porém um comportamento inconsistente ocorreu: para relações $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ idênticas as deformações permanentes apresentadas pelos corpos-de-prova moldados com grau de compactação de 100% foram maiores. Isto contraria o que foi observado nas Figuras 4.35 a 4.38. Mais ainda, contraria a experiência universal, a fundamentação teórica e o bom senso, mostrando que a análise do comportamento dos

materiais quanto a deformações permanentes deve ser feita em termos de valores absolutos de σ_d e análises em função da razão de tensões $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ requerem muito cuidado e podem levar a conclusões equivocadas.

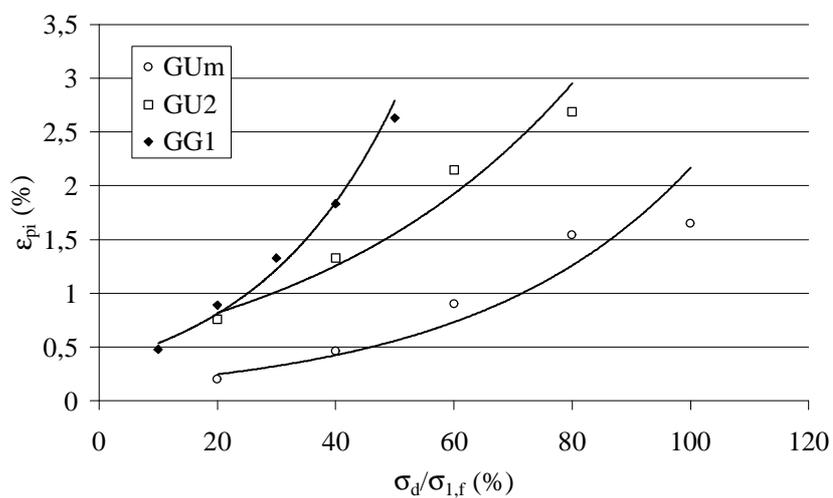


Figura 4.41 – Influência da granulometria na relação entre ε_{pi} e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ para as britas estudadas

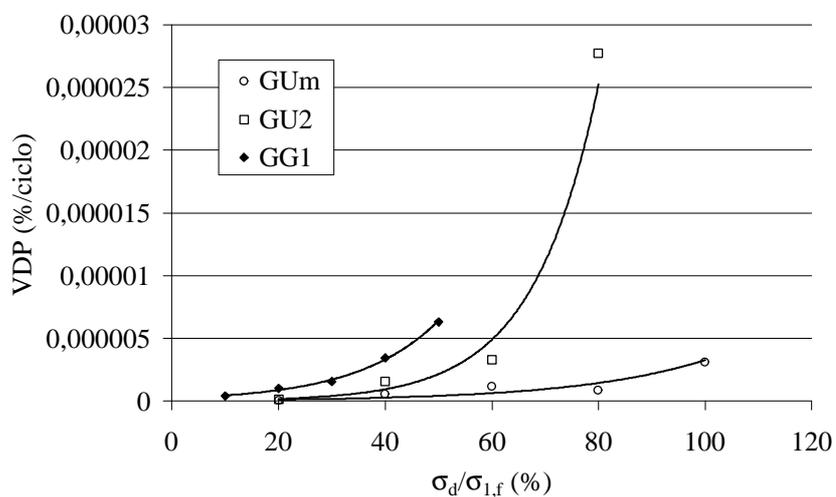


Figura 4.42 – Influência da granulometria na relação entre VDP e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ para as britas estudadas

No que se refere à granulometria, a normalização apresentada nas Figuras 4.41 e 4.42 novamente conduziu a resultados inconsistentes e a necessidade de conduzir-se a análise considerando-se o valor absoluto de tensões aplicadas se confirmou.

4.4.2 Deformações permanentes em corpos-de-prova virgens

Foram executados ensaios triaxiais de carregamento repetido em corpos-de-prova virgens com o objetivo de modelar o comportamento quanto a deformações permanentes ao aplicar-se um único estado de tensões e comparar este comportamento com o de corpos-de-prova submetidos a ensaios multi-estágios. Os ensaios foram realizados somente para a composição granulométrica GG1 (GC = 100%), em duplicata (a fim de definir a variabilidade dos resultados encontrados). Os resultados obtidos são apresentados na Figura 4.43, na qual as figuras geométricas cheias e vazadas identificam os dois ensaios realizados com a mesma tensão desvio. A tensão de confinamento foi a mesma que para os ensaios em multi-estágios (21 kPa).

Observa-se que os resultados em duplicata, para tensões desvio de 66 kPa e 197 kPa, mostraram pouca dispersão, pois as curvas obtidas para o mesmo estado de tensões apresentaram-se sobrepostas.

As curvas correspondentes à tensão desvio de 132 kPa mostraram uma pequena diferença quanto às deformações permanentes iniciais (ϵ_{pi}), o que foi confirmado nas Figuras 4.44 e 4.45; porém, as curvas mostraram formatos semelhantes, tendendo a um nível baixo e constante de deformações permanentes.

Já as curvas correspondentes a 263 kPa, mostraram ϵ_{pi} diferentes e VDP também diferentes, uma tendendo à estabilização e a outra à ruptura.

Os corpos-de-prova submetidos a $\sigma_d = 329$ kPa romperam a ciclos de carga baixos, iguais 101 e 332 ciclos.

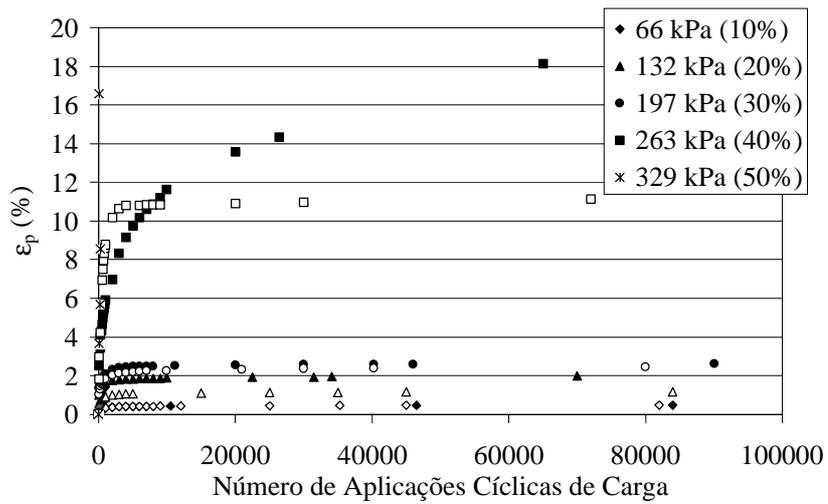


Figura 4.43 – Ensaios de deformações permanentes em corpos-de-prova virgens de brita GG1 (GC = 100%)

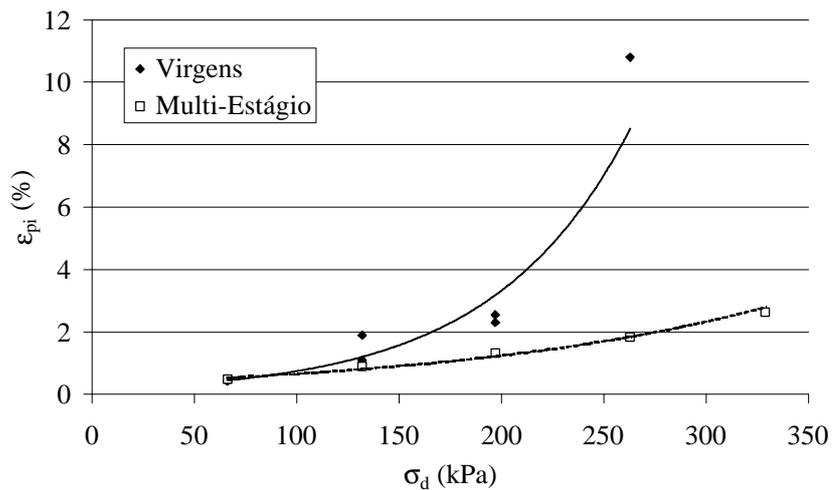


Figura 4.44 – Influência da história de tensões na relação entre ε_{pi} e σ_d

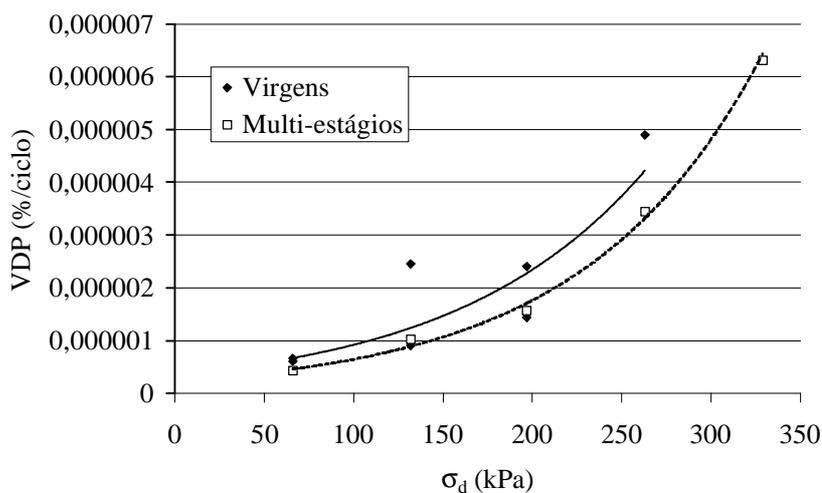


Figura 4.45 – Influência da história de tensões na relação entre VDP e σ_d

As Figuras 4.46 e 4.47 mostram que, neste caso, a análise em relação à $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ não tem nenhuma influência na posição relativa das curvas, já que a normalização, tanto para os ensaios em multi-estágios quanto para os corpos-de-prova virgens, é feita em relação à mesma tensão de ruptura $\sigma_{1,f}$.

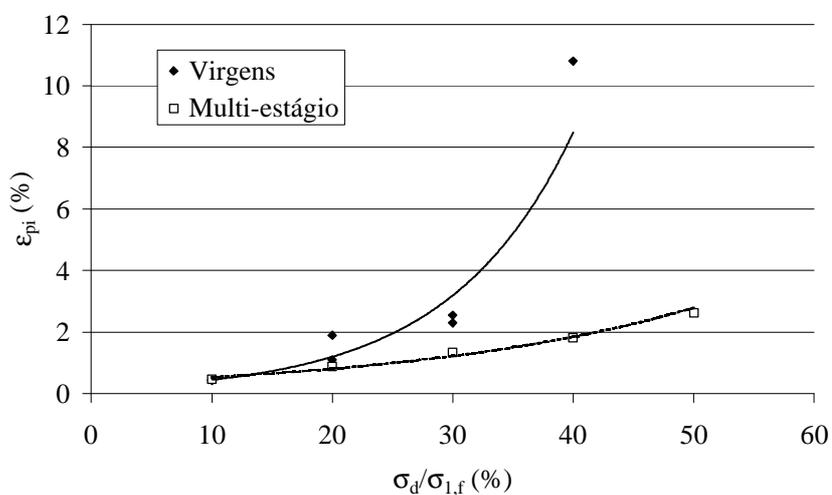


Figura 4.46 – Influência da história de tensões na relação entre ϵ_{pi} e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$

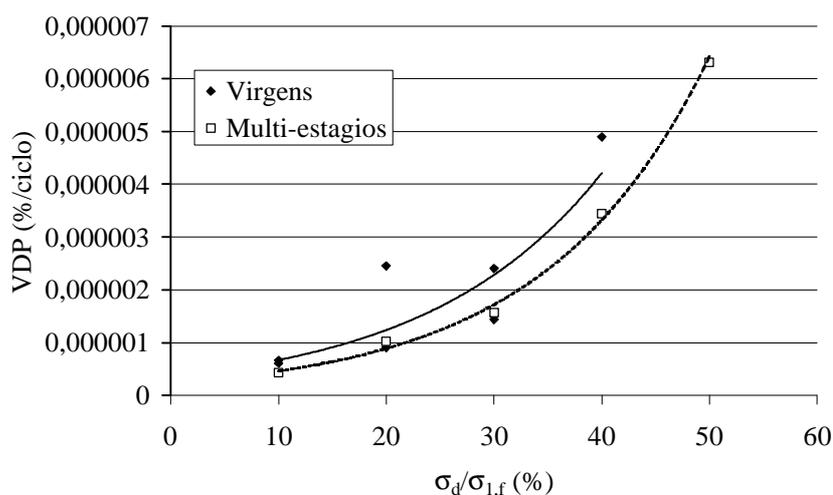


Figura 4.47 – Influência da história de tensões na relação entre VDP e $\sigma_d/\sigma_{1,f}$

Para níveis de σ_d que geralmente ocorrem em pavimentos (excluindo os delgados) as VDPs são muito semelhantes. Pelo apresentado na Figura 4.46, verifica-se que incrementos graduais na tensão desvio, como nos ensaios em multi-estágios, conferem um enrijecimento progressivo ao corpo-de-prova. Tal comportamento é confirmado pelo maior ϵ_{pi} apresentado pelos corpos-de-prova virgens.

Os parâmetros dos modelos (4.8) a (4.11), para os ensaios em corpos-de-prova virgens, são mostrados pela Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Parâmetros dos modelos (4.8) a (4.11) para corpos-de-prova virgens

| Variável independente | ϵ_{pi} | | | VDP | | |
|-------------------------|----------------------|----------------------|-------|----------------------|----------------------|-------|
| | a | B | R^2 | c | d | R^2 |
| σ_d | $1,55 \cdot 10^{-1}$ | $1,56 \cdot 10^{-2}$ | 0,96 | $3,62 \cdot 10^{-7}$ | $9,34 \cdot 10^{-3}$ | 0,78 |
| | f | G | R^2 | h | i | R^2 |
| $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ | $1,56 \cdot 10^{-1}$ | $1,03 \cdot 10^{-1}$ | 0,95 | $3,64 \cdot 10^{-7}$ | $6,12 \cdot 10^{-2}$ | 0,77 |

4.4.3 Outros ensaios

Como este foi o primeiro trabalho abordando deformações permanentes em ensaios triaxiais desenvolvido no LAPAV, o programa de ensaios relatado nas seções 4.4.1 e 4.4.2 foi precedido por uma fase inicial, na qual foram realizados ensaios aplicando-se um grande número de ciclos de carga, visando definir um padrão de comportamento dos materiais estudados quanto a deformações permanentes. Mesmo que esses ensaios não permitam uma análise completa, podem dar uma contribuição significativa no entendimento do comportamento mecânico dos materiais estudados.

4.4.3.1 Ensaios de multi-estágios para avaliar a influência do GC

Foi executado um ensaio em multi-estágios de carga para a brita GG1 com grau de compactação de 103%, aplicando-se os mesmos níveis de tensão desvio que foram aplicados para o grau de compactação de 100%. Os resultados dos ensaios são mostrados pela Figura 4.48.

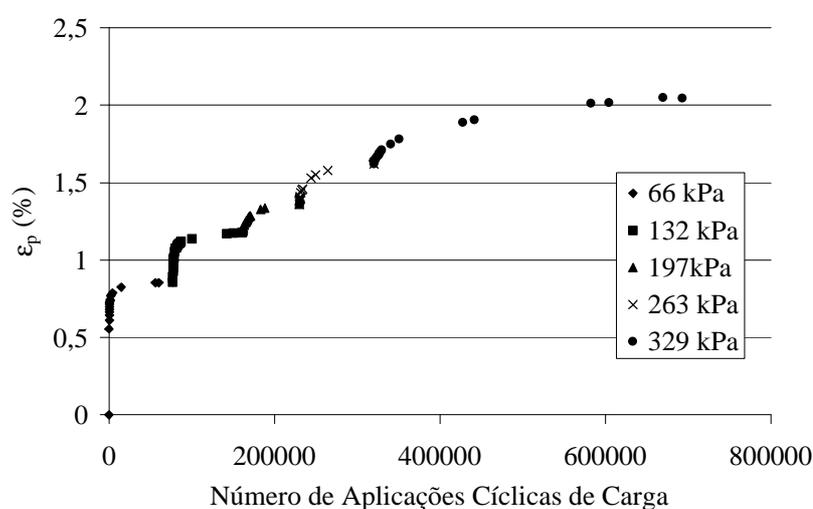


Figura 4.48 – Deformações permanentes em multi-estágios para a brita GG1 (GC = 103%)

Os resultados obtidos permitem apenas a análise em relação à tensão desvio, já que $\sigma_{1,f}$ não é conhecido, pois não foram determinadas as envoltórias de ruptura para o grau de compactação de 103%. Ainda assim, a análise é importante, pois avalia com maior detalhamento a influência da compactação nas deformações permanentes. As Figuras 4.49 e 4.50 apresentam a influência da tensão desvio em ϵ_{pi} e VDP segundo os modelos (4.8) e (4.9), com seus parâmetros apresentados na Tabela 4.9. As curvas para GC = 90% e 100%, já

apresentadas, também são mostradas (tracejadas) para dar uma idéia mais geral do comportamento.

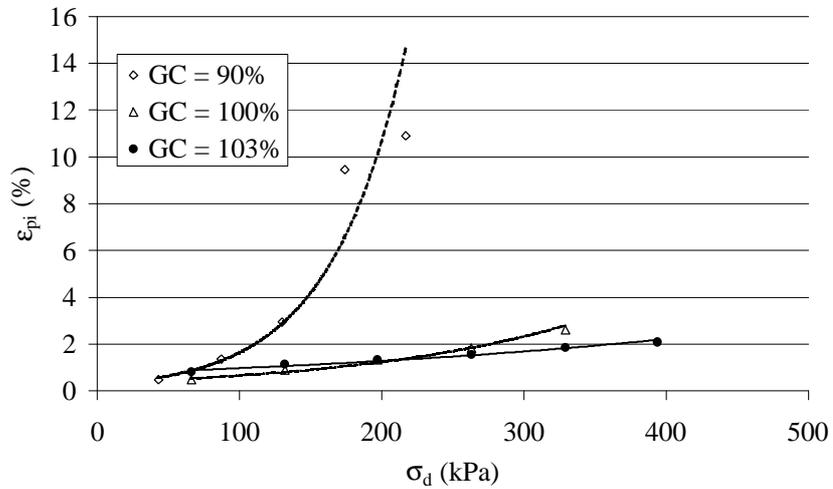


Figura 4.49 – Influência do grau de compactação na relação entre ϵ_{pi} e σ_d

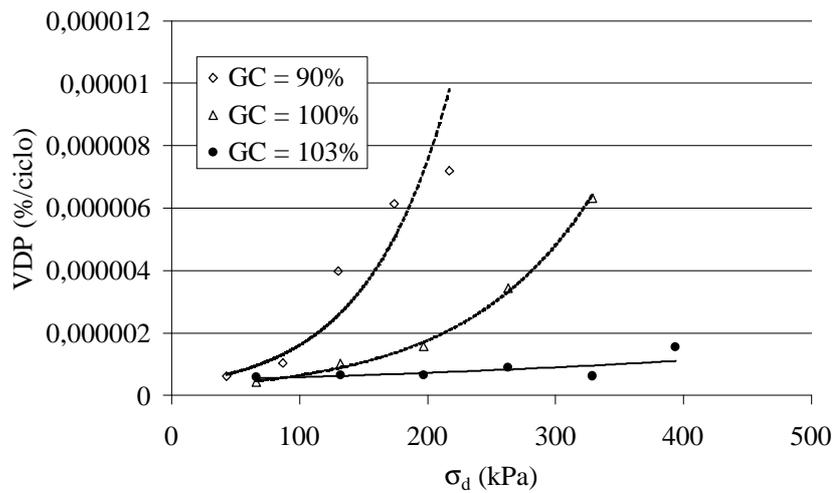


Figura 4.50 – Influência do grau de compactação na relação entre VDP e σ_d

Tabela 4.9 – Parâmetros dos modelos (4.8) e (4.9)

| Material | ϵ_{pi} | | | VDP | | |
|-----------------|----------------------|----------------------|-------|----------------------|----------------------|-------|
| | a | B | R^2 | c | d | R^2 |
| GG1 (GC = 96%) | $1,17 \cdot 10^{-1}$ | $1,28 \cdot 10^{-2}$ | 0,96 | $3,80 \cdot 10^{-8}$ | $2,46 \cdot 10^{-2}$ | 0,95 |
| GG1 (GC = 103%) | $7,44 \cdot 10^{-7}$ | $2,17 \cdot 10^{-3}$ | 0,97 | $4,70 \cdot 10^{-7}$ | $2,17 \cdot 10^{-3}$ | 0,52 |

As deformações permanentes iniciais foram notavelmente semelhantes entre os graus de compactação de 100% e 103% e bem maiores para GC = 90%. No entanto, as VDP claramente diminuem à medida que aumenta o grau de compactação. É notável a estabilização (em valores muito baixos, mesmo para elevadas tensões desvio) da VDP correspondente ao grau de compactação de 103%.

Garantindo adequada compactação para os níveis de σ_d atuantes em bases e sub-bases de pavimentos (excluindo os delgados) não há diferenças muito significativas entre os corpos-de-prova com grau de compactação de 100 e 103%. Entretanto, é necessário incorporar em uma análise global, o comportamento quanto a deformações elásticas.

Em pavimentos delgados e muito delgados as tensões desvio podem exceder os 150 kPa, e as camadas granulares controlam o desempenho dos pavimentos. Nesses casos, os cuidados com a compactação devem ser redobrados. Graus de compactação insatisfatórios (menores do que 100%) podem provocar o rápido acúmulo de afundamentos de trilha de roda e a redução da qualidade funcional do pavimento.

Outro aspecto a destacar é que, na medida que as britas bem graduadas apresentam pequenos volumes de vazios, o aumento concomitante do grau de compactação e do teor de umidade pode aumentar o grau de saturação da camada granular. Isto pode comprometer o desempenho do pavimento devido à geração de excessos de poro-pressão com a passagem das cargas. Segundo Erlingsson e Magnúsdóttir (2002) esses excessos começam a ocorrer para graus de saturação de 80 a 85%; por este motivo é importante garantir uma drenagem eficiente.

4.4.3.2 Ensaaios com $N > 10^5$

Uma série de ensaios com número de ciclos de carga elevados foram realizados. Esses ensaios têm uma importância elevada e é desejável ter-se ensaios desse tipo para diversos estados de tensões. Porém, como as cargas cíclicas são aplicadas a uma frequência de 1 Hz, os ensaios se tornam muito demorados. Uma indicação segura do comportamento dos materiais pode ser dada por ensaios com 10^6 ciclos de carga, o que leva a um tempo de ensaio de aproximadamente 2 semanas. Então, tomando-se por base os ensaios em multi-estágios, pode definir-se o estado de tensões mais elevado que leva a um comportamento estável das deformações permanentes e realizar um único ensaio de 10^6 ciclos para ter uma indicação mais segura do comportamento do material.

Em corpos de prova de brita GUm foram executados três ensaios segundo o procedimento proposto, para as tensões desvio equivalentes a 100%, 80% e 60% da tensão de ruptura sob carregamento estático e tensão confinante igual a 21 kPa. Para a tensão de 212 kPa (100%) o corpo de prova rompeu nos primeiros ciclos de carga, não sendo possível fazer leituras de deformação permanente. Já o corpo-de-prova solicitado com tensão de 170 kPa permitiu a leitura das deformações permanentes nos primeiros ciclos de carga, mas acumulou uma quantidade muito significativa de deformações antes de 100 ciclos de carga, superando o critério de ruptura estabelecido ($\epsilon_p = 10\%$), conforme mostrado na Figura 4.51. Finalmente, para a tensão desvio de 127 kPa (60% de $\sigma_{1,f}$), após uma elevada deformação inicial (superior a 5%) as deformações permanentes aumentaram muito pouco com um nível baixo de VDP ($1,5 \times 10^{-6}$). A curva de deformações permanentes acumuladas obtida é mostrada pela Figura 4.52. Como já mencionado anteriormente, os ensaios realizados em corpos-de-prova virgens são mais severos do que os multi-estágios e os materiais apresentam deformações permanentes de maior magnitude. Então, se o ensaio realizado para a tensão de 127 kPa atingiu um comportamento estável, com mais razão um ensaio realizados em multi-estágios atingirá, permitindo uma extrapolação dos resultados.

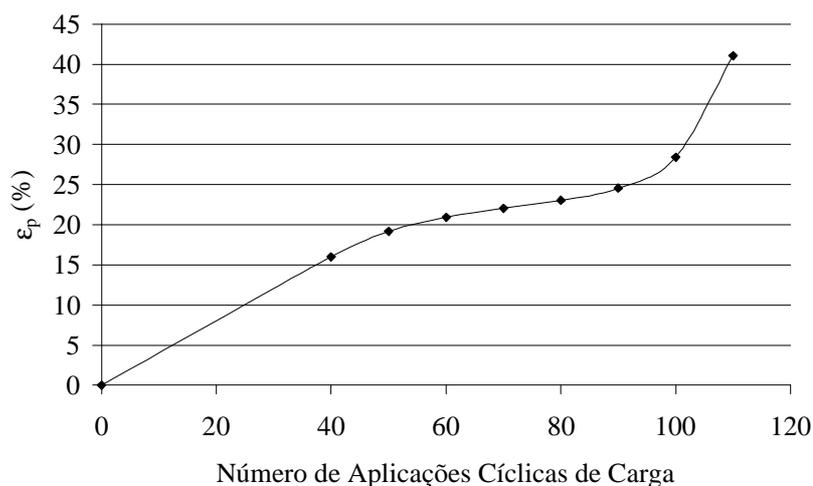


Figura 4.51 – Deformações permanentes na brita GUm para $\sigma_d = 170$ kPa

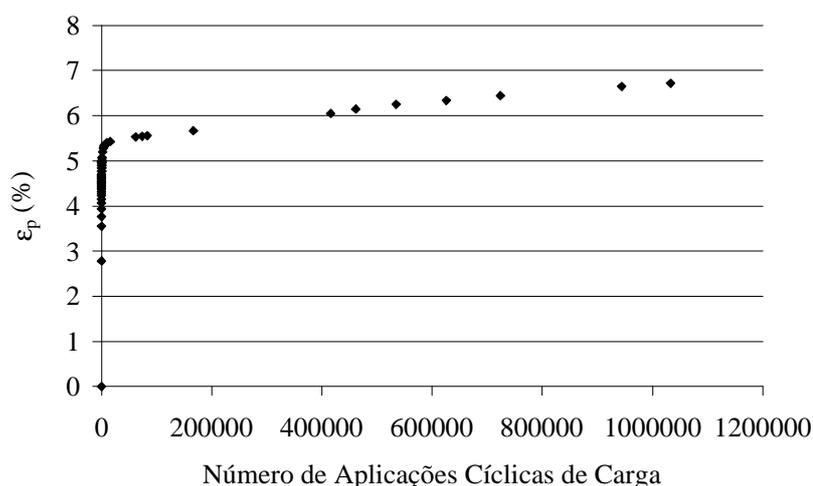


Figura 4.52 – Deformações permanentes na brita GUm para $\sigma_d = 127$ kPa

Para a brita GU2 foram realizados dois ensaios com número de ciclos acima de 10^5 , um com aproximadamente 250.000 ciclos e outro com mais de 10^6 ciclos. Os resultados obtidos são mostrados na Figura 4.53. Nota-se que os dois ensaios atingiram um comportamento estável, permitindo uma análise semelhante à realizada para a brita GUm. Porém um resultado contraditório ocorre neste caso, ou seja, o ensaio com tensão de 191 kPa mostra-se estável para o corpo de prova virgem e atinge a ruptura quando ensaiado em multi-estágios. A realização de um número maior de ensaios poderá mostrar se o comportamento é realmente inverso no caso da brita GU2, ou se o resultado se enquadra em uma variabilidade experimental característica do procedimento.

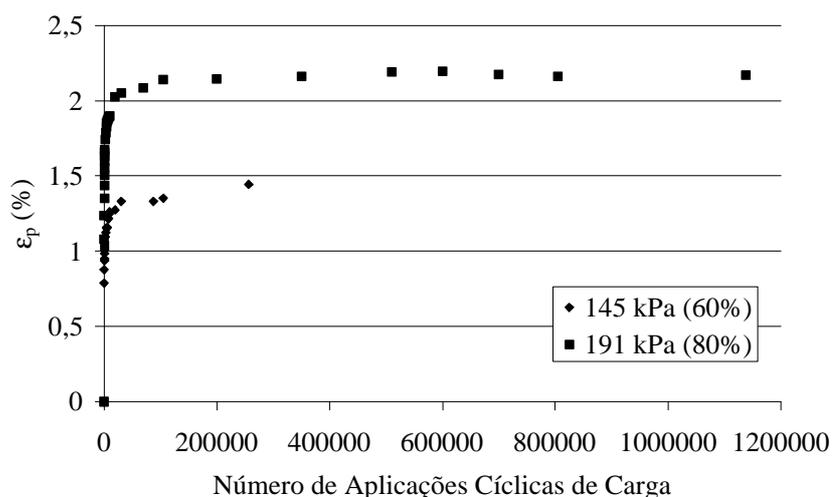


Figura 4.53 – Deformações permanentes na brita GU2 para $\sigma_d = 145$ kPa e 191 kPa

No primeiro ensaio de deformações permanentes, executado para esta dissertação, foi aplicada uma tensão desvio de 80 kPa em corpos-de-prova moldados em brita GG1 e $GC = 100\%$. O estado de tensões escolhido é pouco severo e as deformações permanentes foram pequenas, como pode ser visto na Figura 4.54. Posteriormente realizou-se o ensaio com $\sigma_3 = 21$ e $\sigma_d = 132$ kPa, também mostrado na Figura 4.54. Este estado de tensões é semelhante ao estado de tensões que ocorre no plano médio da base de um pavimento real construído na BR 290, trecho Porto Alegre-Osório. A base (subjacente a um revestimento de 8 cm em concreto asfáltico) desse pavimento é constituída por 15 cm de brita GG1, estudada nesta dissertação e na de Casagrande (2003).

As tensões desvio aplicadas foram relativamente baixas e o material continuaria deformando-se com VDP constante para solicitações mais severas, como sugerido nos ensaios em corpos de prova virgens mostrados na Figura 4.43. Observou-se que as deformações foram maiores para a menor tensão, porém comparando-se a curva de 132 kPa com a obtida em 4.4.2 nota-se que os resultados obtidos são semelhantes, ainda que a variabilidade experimental seja alta, conforme citado por Lekarp *et al.* (1996).

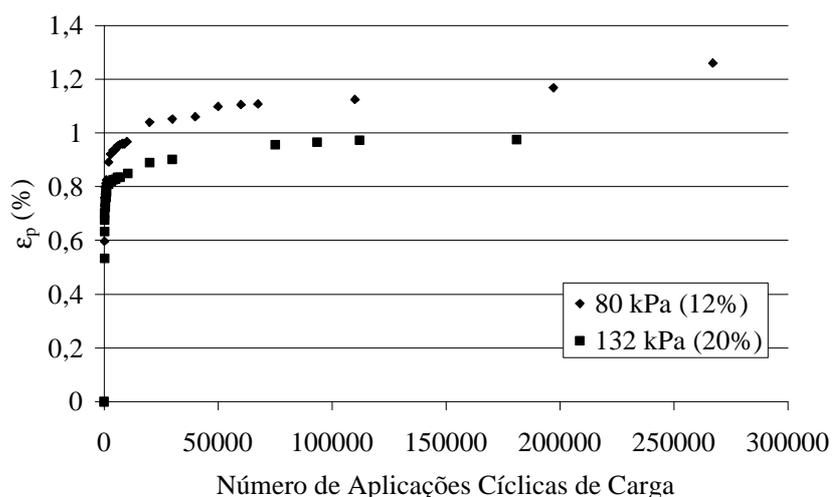


Figura 4.54 – Deformações permanentes na brita GG1 para $\sigma_d = 80$ kPa e 132 kPa

4.4.4 Evolução do módulo de resiliência durante os ensaios de deformações permanentes

Durante a execução dos ensaios de deformações permanentes, foram medidos os módulos de resiliência referentes ao estado de tensões que o corpo-de-prova foi solicitado. Os módulos de resiliência foram medidos durante os multi-estágios de carga e os resultados são mostrados nas Figuras 4.55 a 4.59. Observa-se que o número de ciclos apresenta uma continuidade de um gráfico para outro, ou seja, o segundo começa onde o primeiro terminou. Deve-se observar que as magnitudes dos módulos não devem ser comparadas, pois os valores de cada curva referem-se a uma tensão desvio diferente.

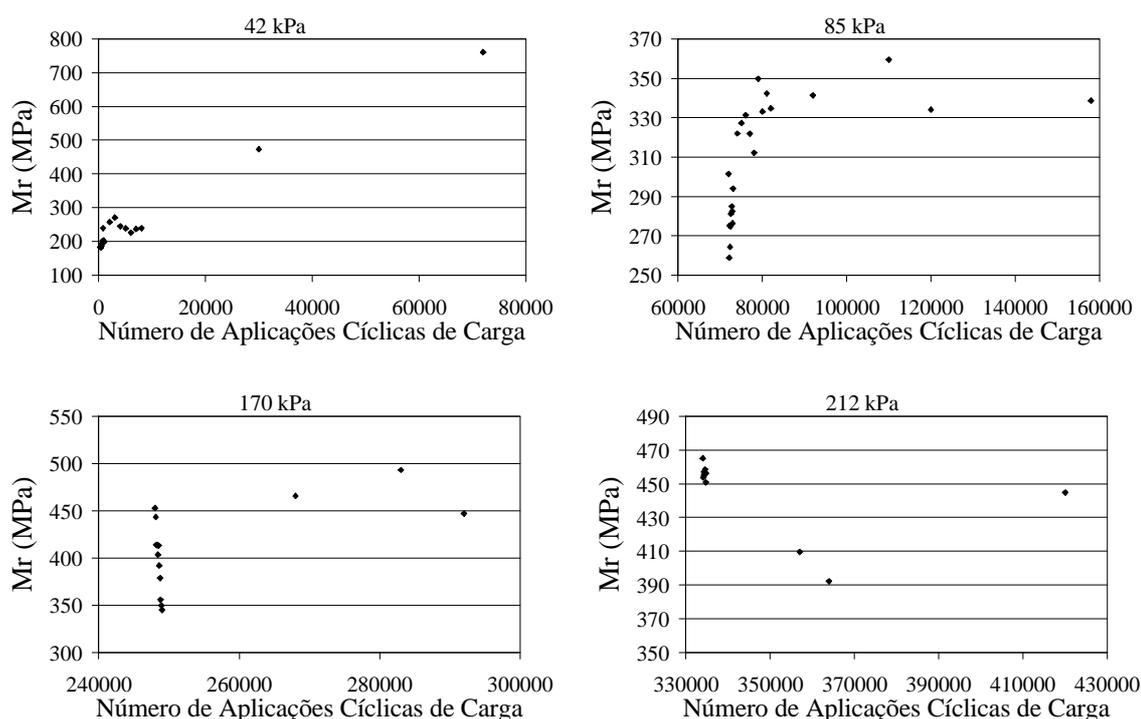


Figura 4.55 – Evolução do Mr para ensaios em multi-estágios, GUm

Analisando-se o comportamento dos módulos com o número de ciclos verificaram-se comportamentos distintos para os diferentes níveis de carga. Para a brita GUm (Figura 4.55) nas tensões desvio mais baixas, os módulos apresentaram uma tendência de crescimento. No caso da tensão desvio de 85 kPa ocorreu uma estabilização dos valores em aproximadamente 340 MPa. Porém o mesmo comportamento não foi observado para a tensão de 42 kPa, onde após uma pequena estabilização os módulos quadruplicaram o seu valor, não apresentando tendência à estabilização para o número de ciclos do ensaio, evidenciando um enrijecimento do corpo-de-prova decorrente do acúmulo de deformações permanentes. Salienta-se que, para tensões desta magnitude, as deformações resilientes são muito pequenas e uma pequena variação reflete-se de forma significativa nos módulos de resiliência. Para as tensões maiores (170 e 212 kPa) ocorreu um decréscimo de aproximadamente 100 kPa nos primeiros ciclos de carga. Porém após essa fase inicial, os módulos voltaram a aumentar, reassumindo valores próximos aos do início dos estágios de carregamento (próximos a 450 MPa).

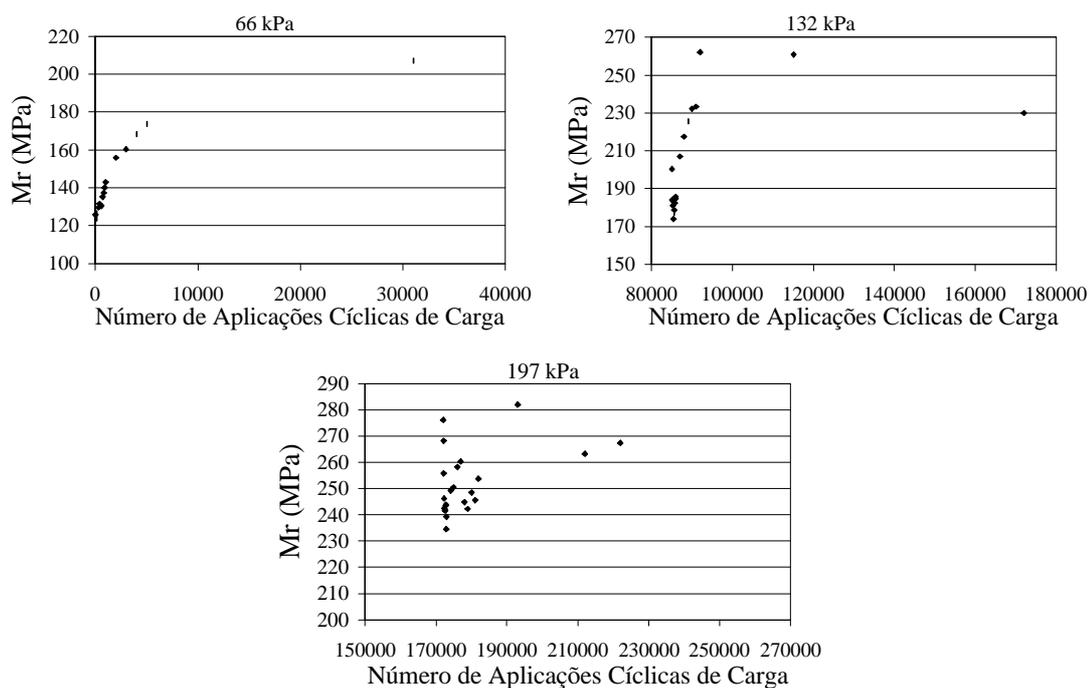


Figura 4.56 – Evolução do M_r para ensaios em multi-estágios, GU2

A Figura 4.56 ilustra a evolução dos módulos ao longo dos vários estágios de carregamento para a brita GU2. Os resultados obtidos para a tensão desvio de 66 kPa para a brita GU2 foram semelhantes aos obtidos para a brita GUm a 85 kPa, ou seja, tendência de crescimento com posterior estabilização.

O comportamento para a tensão de 132 kPa parece ser uma transição entre comportamentos distintos, com uma pequena queda seguida de estabilização. Porém os resultados para a tensão de 197 kPa apresentaram-se aparentemente aleatórios, mas novamente o módulo no fim do estágio é praticamente igual ao do início (próximo a 270 MPa).

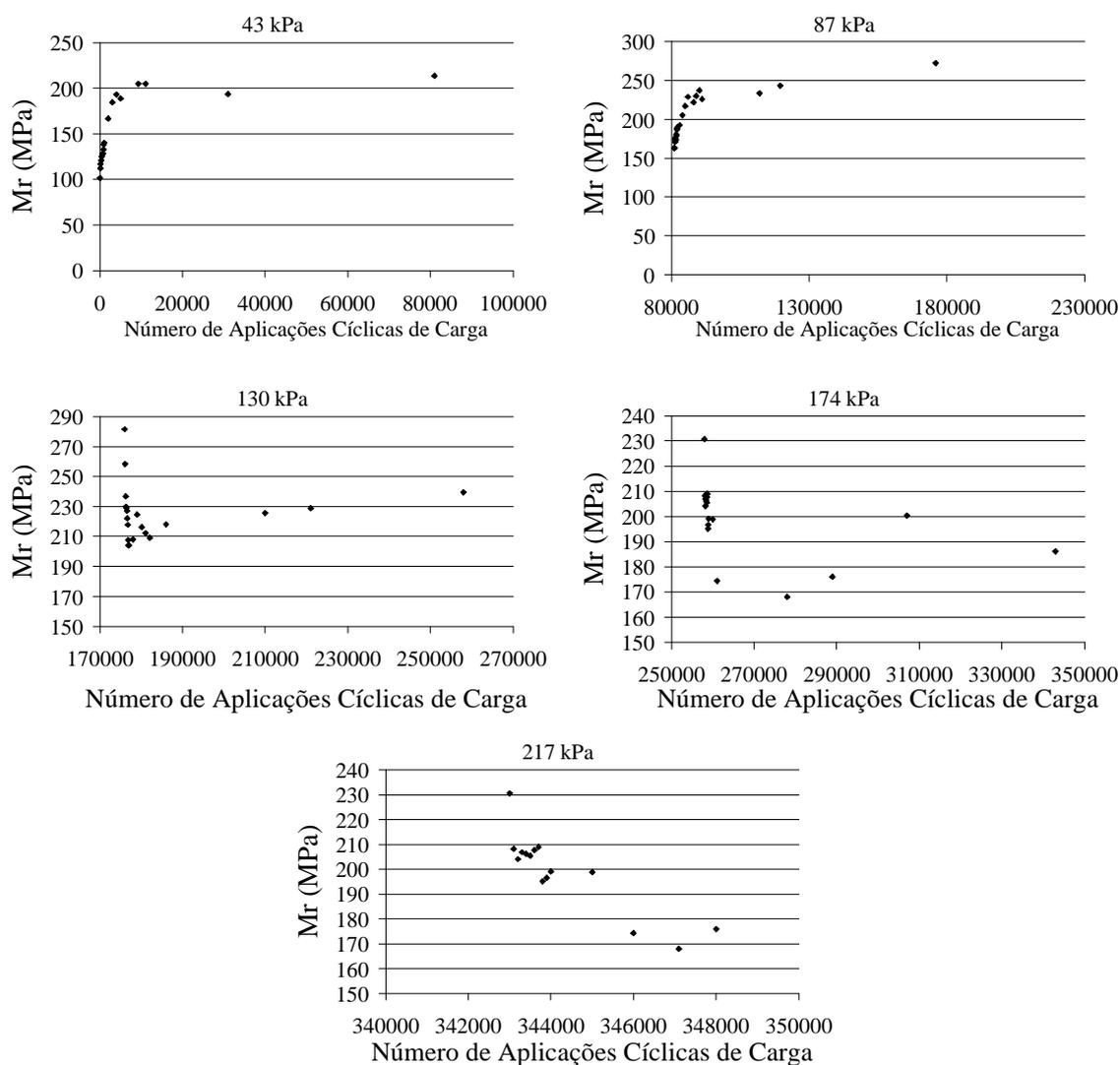


Figura 4.57 – Evolução do M_r para ensaios em multi-estágios, GG1 (GC = 90%)

No caso da brita GG1 com grau de compactação de 90% (Figura 4.57), o comportamento seguiu o mesmo padrão das análises anteriores para as tensões desvio mais baixas (43 e 87 kPa). Porém, a partir da tensão desvio de 130 kPa as curvas apresentaram-se com um novo formato. Os módulos medidos diminuem logo nos primeiros ciclos de carga, com uma posterior fase de estabilização, ainda que no caso de 217 kPa essa estabilização não tenha ficado bem definida.

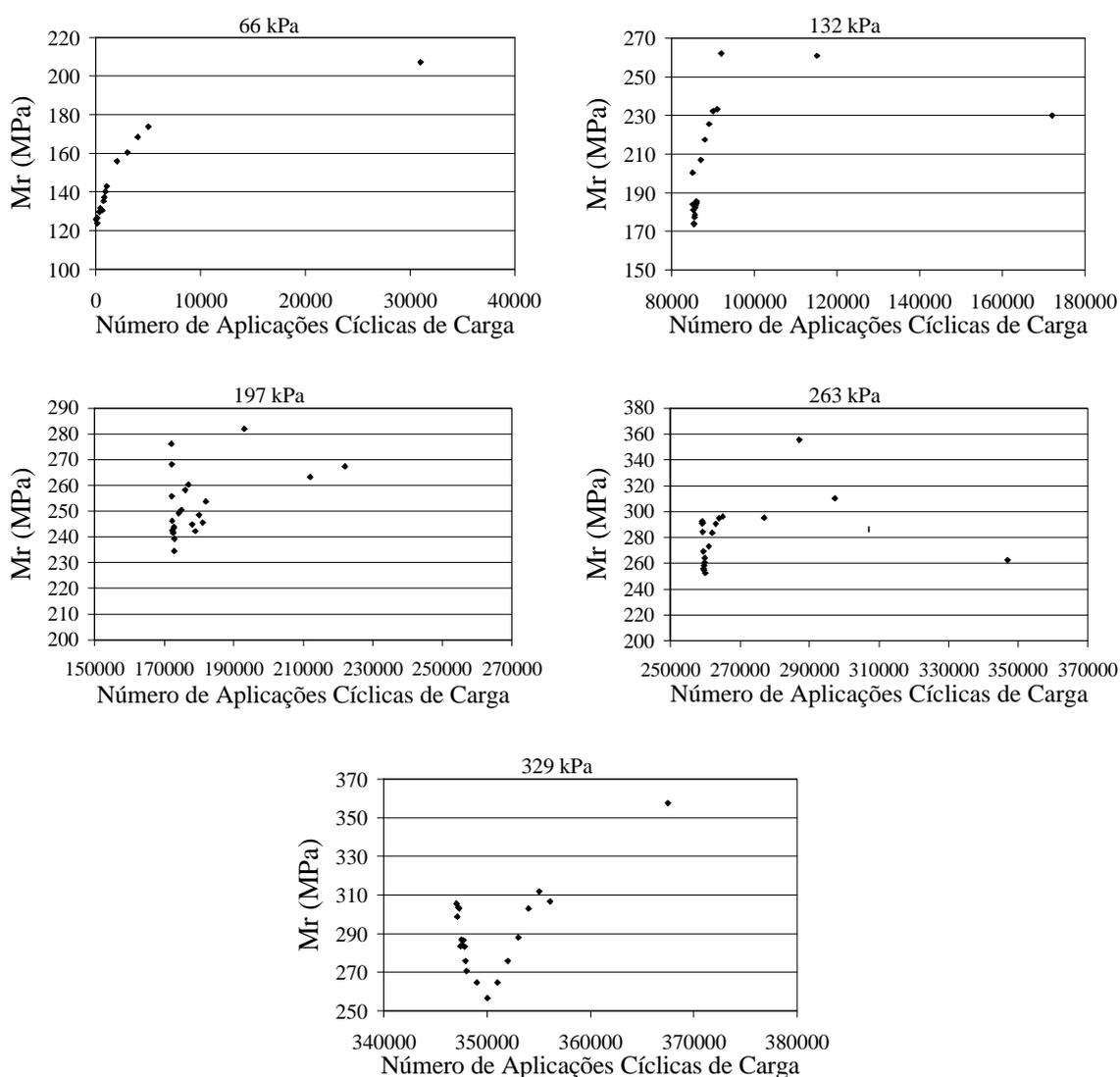


Figura 4.58 – Evolução do Mr para ensaios em multi-estágios, GG1 (GC = 100%)

O ensaio realizado na brita GG1 (GC = 100%), com resultados apresentados na Figura 4.58, tem especial importância, pois pode ser tomado como referência em comparações com as outras granulometrias e graus de compactação, já que se trata da curva média da faixa especificada compactada no peso específico e umidade especificados. O comportamento em tensões desvio baixas segue o mesmo padrão dos ensaios anteriores sendo que, no caso da tensão desvio de 132 kPa, uma pequena queda foi registrada no final do estágio. O estágio realizado a 197 kPa apresentou um decréscimo inicial seguido de enrijecimento, não apresentando um comportamento posterior bem definido. Os estágios de carga finais apresentaram decréscimo seguido de enrijecimento, sendo que o estágio com 263 kPa apresentou tendência à estabilização e o estágio a 329 kPa continua aumentando até o final do ensaio.

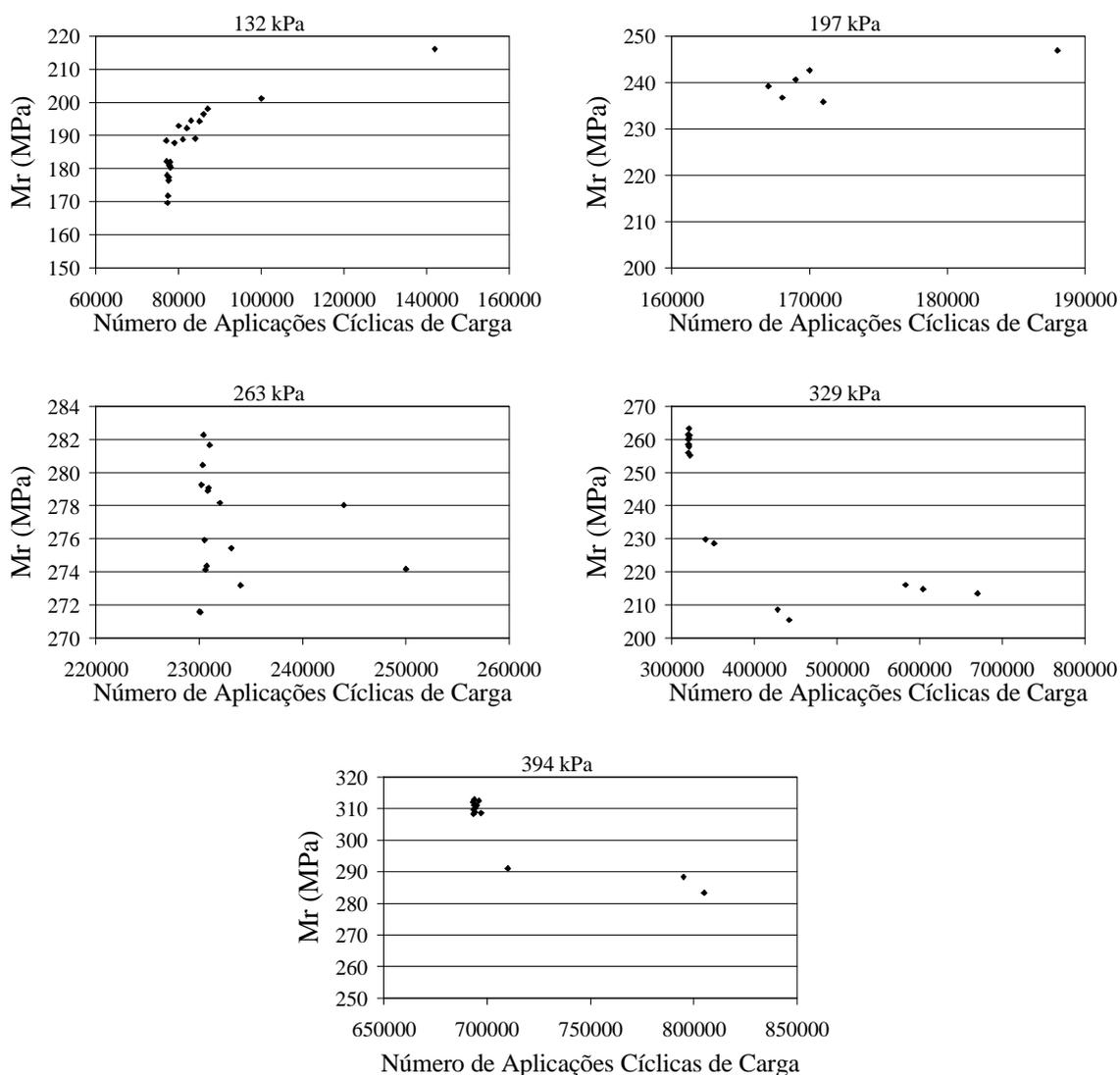


Figura 4.59 – Evolução do Mr para ensaios em multi-estágios, GG1 (GC = 103%)

No caso da brita GG1 (GC = 103%), mostrado na Figura 4.59, não foram medidos módulos para tensões baixas. Para a tensão de 132 kPa foi registrado um comportamento de decréscimo seguido de enrijecimento da mesma forma que para o grau de compactação de 100%. Nos estágios com $\sigma_d = 197$ e 263 kPa os módulos praticamente não variaram e assumiram valores próximos a 240 e 270 MPa respectivamente. Os estágios com cargas mais elevadas apresentaram queda seguida de estabilização, sendo que a segunda fase do comportamento ficou mais adequadamente estabelecida para a tensão de 329 kPa do que para 394 kPa.

Os resultados de módulo de resiliência com o número de ciclos de carregamento obtidos para os ensaios em corpos-de-prova virgens são mostrados na Figura 4.60. Como os

ensaios foram realizados em duplicata, deveriam existir duas curvas de módulo para cada estado de tensões; porém em alguns casos, os módulos não foram medidos. Os corpos-de-prova solicitados com tensão desvio de 329 kPa romperam nos primeiros ciclos de carga, portanto os módulos não foram medidos.

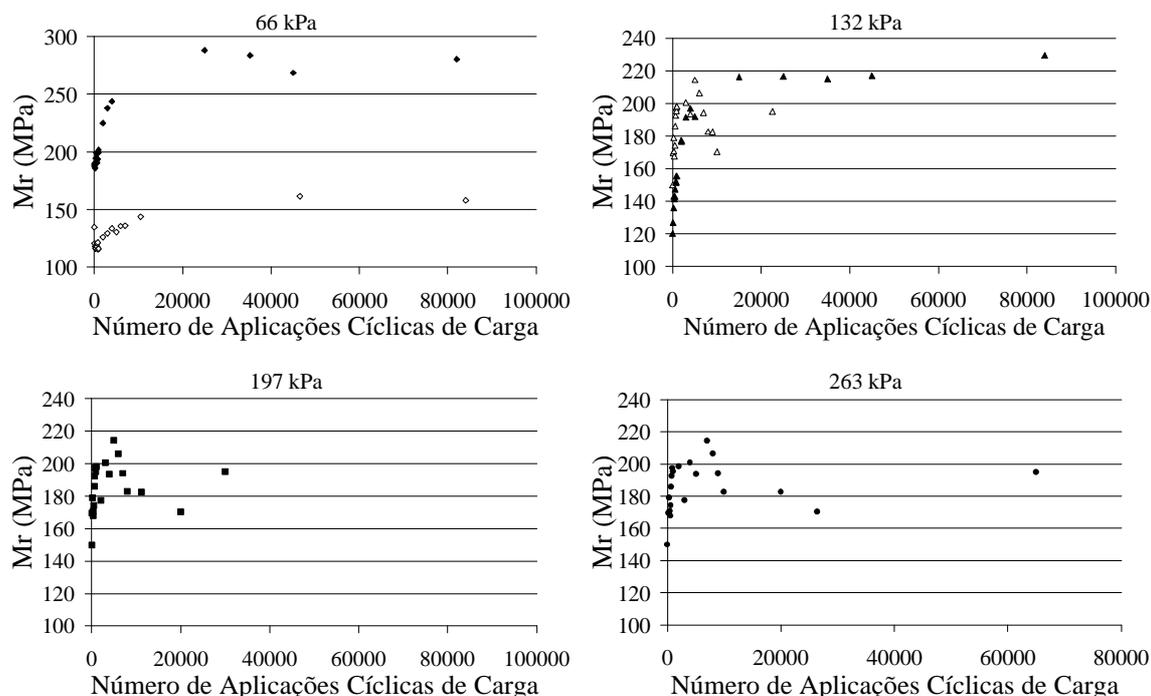


Figura 4.60 – Evolução do M_r para corpos-de-prova virgens

Os ensaios realizados em corpos-de-prova virgens permitem uma análise quanto à magnitude dos módulos dentro de um mesmo estado de tensões em relação ao multi-estágios. No caso da tensão de 66 kPa os módulos registrados mostraram magnitudes diferentes, porém o mesmo comportamento: enrijecimento seguido de estabilização. Para a tensão de 132 kPa as duas curvas obtidas apresentaram magnitudes e comportamentos semelhantes, com módulo de 220 MPa, praticamente idêntico ao do final do estágio com $\sigma_d = 132$ kPa na Figura 4.58. Para as tensões mais altas (197 e 263 kPa) o comportamento não ficou bem definido e os módulos diferiram bastante dos medidos no ensaio de multi-estágios na mesma brita.

Foram medidos módulos para ensaios com $N > 10^5$, seus resultados são mostrados na Figura 4.61. Nota-se que, mesmo para ensaios com número de ciclos elevado, a tendência à estabilização do comportamento não fica bem estabelecida. Os módulos finais da brita GU2, ao aplicar-se a tensão desvio de 191 kPa, são semelhantes aos dos ensaios de multi-estágios

(Figura 4.56), o mesmo ocorrendo com os correspondentes à brita GG1 (GC = 100%) com $\sigma_d = 132$ kPa (Figura 4.58).

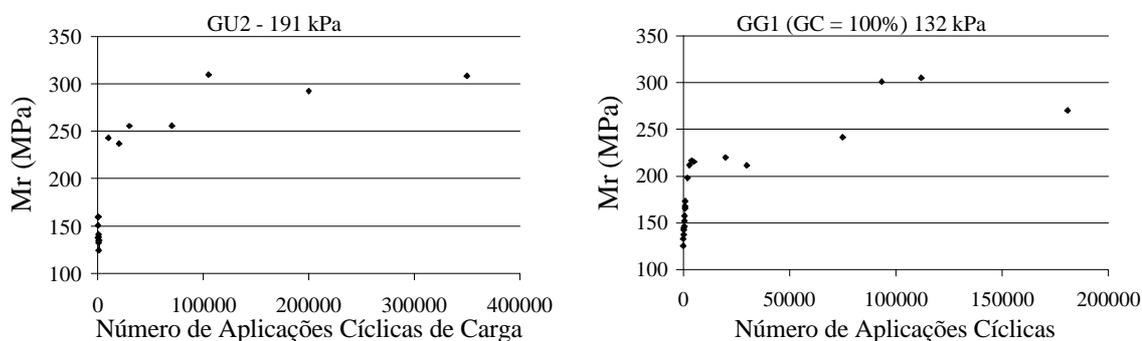


Figura 4.61 – Evolução do Mr para $N > 10^5$

4.5 ANÁLISE CONJUNTA DOS ENSAIOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS

Os resultados dos ensaios triaxiais estáticos e dinâmicos por si só já fornecem resultados importantes, porém se analisados em conjunto podem permitir uma análise mais completa em relação ao comportamento do material.

Os resultados de ensaios com carga repetida permitem uma estimativa da deformação permanente a partir de ϵ_{pi} e VDP. Porém algumas considerações são necessárias, como o fato de que os parâmetros de deformações permanentes são relativos a um carregamento cíclico de magnitude constante enquanto que em rodovias em operação as cargas são de magnitudes diversas. Ainda, o número de ciclos da maioria dos ensaios realizados nessa dissertação está muito longe das solicitações que um pavimento recebe durante a sua vida de serviço. A execução de ensaios de deformações permanentes com mais de 10^6 ciclos é muito demorada, então, são necessárias extrapolações para uma estimativa das deformações permanentes acumuladas durante um número de ciclos mais próximo da vida útil de um pavimento.

As extrapolações devem ser interpretadas com cuidado, pois são feitas considerando-se que a VDP é sempre constante (após as ϵ_{pi}) e esta premissa nem sempre é verdadeira. Conforme Werkmeister *et al.* (2001), quando os materiais são solicitados por tensões desvio elevadas, ocorre um incremento progressivo na VDP, caracterizando o comportamento do tipo “colapso incremental”. A execução de pelo menos um ensaio com número de ciclos elevado pode dar mais segurança às extrapolações, pois se, para um determinado estado de tensões o

comportamento da VDP é linear, para um estado de tensões de menor severidade, com mais razão, o será.

Os resultados de ensaios em multi-estágios e corpos-de-prova virgens apresentados nas seções precedentes foram extrapolados para 10^6 , 2×10^6 e 5×10^6 ciclos de carga a partir dos seus parâmetros de deformações permanentes (ϵ_{pi} e VDP). Os resultados das extrapolações são mostrados na Figura 4.62, onde ficam evidentes os efeitos do grau de compactação, da história de tensões e da granulometria no acúmulo de deformações permanentes.

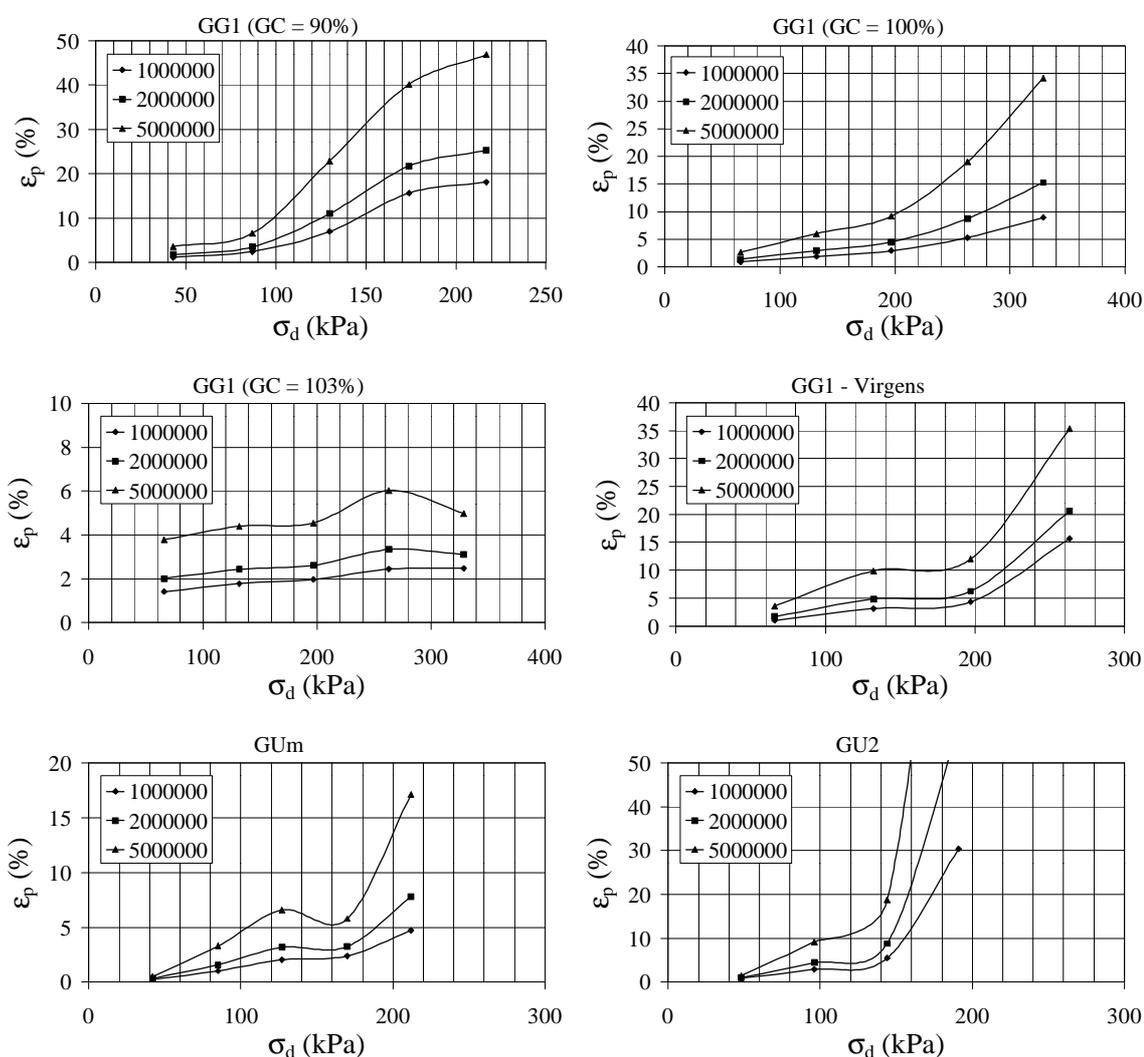


Figura 4.62 – Extrapolações de deformações permanentes

A partir dos resultados apresentados foram estimadas as tensões para as quais os materiais atingiriam o critério de ruptura (10% de deformação permanente acumulada), apresentando-se os resultados na Tabela 4.10.

Nota-se que em alguns casos a tensão aplicada ao corpo-de-prova durante o ensaio não foi suficiente para impor parâmetros de deformação permanente em que a estimativa proposta se configure em ruptura. Nesses casos a Tabela 4.10 indica que a tensão que causaria a ruptura nos números de ciclos adotados é maior do que a tensão máxima aplicada pelo ensaio, indicando também o valor da referida tensão.

Tabela 4.10 – Tensões para as quais a ruptura ocorre a 10^6 , 2×10^6 e 5×10^6 ciclos

| Material | Tensões desvio para as quais a ruptura é alcançada (kPa) | | |
|-----------------|--|-----------------------|-----------------------|
| | 10^6 ciclos | $2 \cdot 10^6$ ciclos | $5 \cdot 10^6$ ciclos |
| GUm | > 212 (100%) | > 212 (100%) | 188 (89%) |
| GU2 | 155 (65%) | 145 (61%) | 107 (45%) |
| GG1 (GC = 90%) | 145 (67%) | 125 (58%) | 98 (45%) |
| GG1 (GC = 100%) | > 329 (50%) | 275 (42%) | 203 (31%) |
| GG1 (GC = 103%) | > 329 | > 329 | > 329 |
| GG1 (Virgens) | 232 (36%) | 220 (33%) | 132 (20%) |

Com o objetivo de analisar o efeito da granulometria, do grau de compactação e da história de tensões em relação à tensão desvio e à $\sigma_d/\sigma_{1,f}$, os resultados extrapolados foram agrupados nas Figuras 4.63 e 4.64.

Para uma boa estimativa do comportamento das camadas granulares de um pavimento em operação, pode-se considerar um comportamento intermediário entre o dos corpos-de-prova virgens e o do ensaio multi-estágios, uma vez que as estruturas de pavimentos em operação não são submetidas apenas a cargas elevadas e nem a um aumento gradual do carregamento.

Verificou-se que a brita GG1 com grau de compactação de 90% atinge o critério de ruptura para tensões relativamente baixas e os resultados extrapolados dos corpos de prova virgens mostram o critério de ruptura sendo atingido para uma tensão desvio um pouco maior. Os resultados extrapolados dos ensaios em multi-estágios para a brita GG1 compactada a 100 e 103% não atingem o critério de ruptura para 10^6 ciclos de carga. Assim, é verificado que a compactação diminui as deformações permanentes acumuladas, bem como o enrijecimento promovido pela aplicação de cargas de baixa magnitude no início dos ensaios.

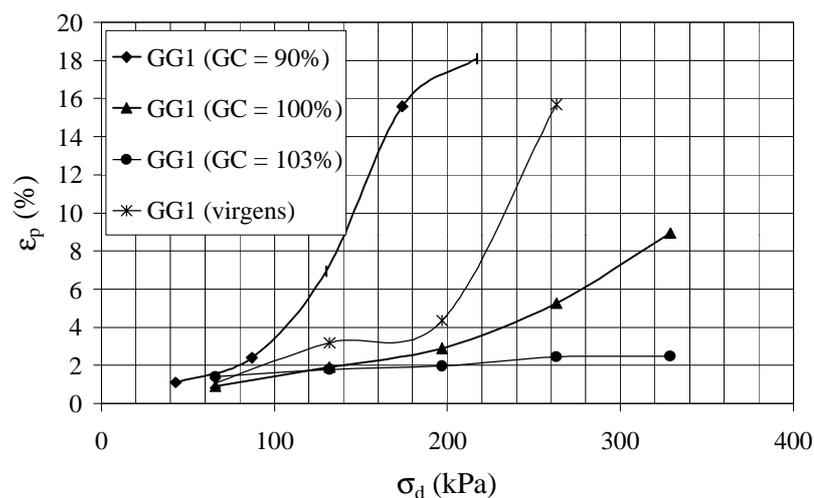


Figura 4.63 – Influência da compactação e da história de tensões em relação a σ_d (10^6 ciclos)

O efeito da granulometria (Figura 4.64) refletiu os resultados surpreendentes obtidos nos ensaios de deformações permanentes. Nos estados de tensões avaliados para a brita GUm as deformações estimadas para as granulometrias GUm e GG1 foram muito semelhantes. Porém o comportamento para maiores níveis absolutos de tensões, como o aplicado na brita GG1, não é conhecido para a brita GUm. Verifica-se, também, o elevado nível de deformações obtido para a brita GU2 no estado de tensões mais elevado.

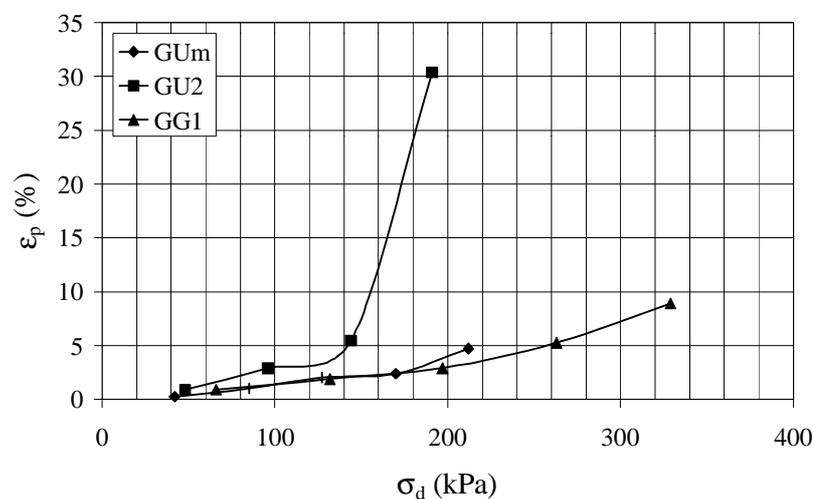


Figura 4.64 – Influência da granulometria em relação a σ_d (10^6 ciclos)

Com as envoltórias apresentadas nas Figuras 4.21 a 4.24 e na Tabela 4.5 e utilizando-se a Equação 2.1 calculou-se a tensão desvio correspondente aos parâmetros de resistência apresentados e tensão confinante de 21 kPa. Deve-se atentar para o fato de que as tensões

obtidas não se referem mais somente à condição de ruptura, mas também às deformações de 0,5; 1,0; 1,5; 2,0%. Os resultados são apresentados pela Figura 4.65.

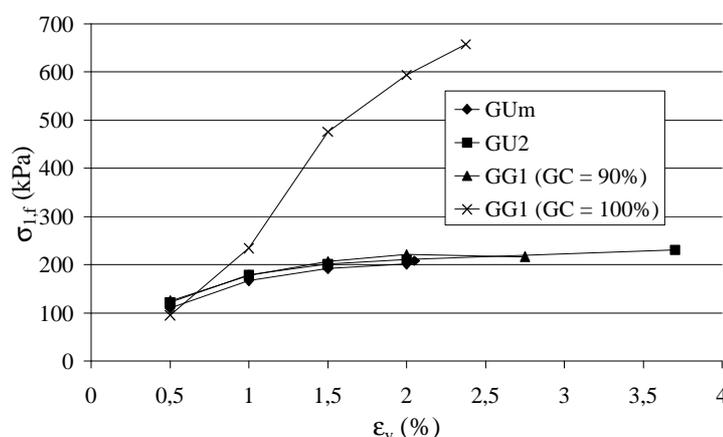


Figura 4.65 – Tensões desvio calculadas pela Equação 2.1 com $\sigma_3 = 21$ kPa

A análise da tensão para a qual se atinge a ruptura em relação às curvas da Figura 4.62 leva a uma interpretação mais completa dos ensaios triaxiais convencionais, ou seja, mostra qual é a envoltória que melhor representa o comportamento do material. As deformações registradas no ensaio triaxial estático referentes às tensões mostradas na Tabela 4.10, são obtidas a partir da Figura 4.65 e mostradas junto com os parâmetros de resistência mobilizada (indicadas pelo sub-índice “m”) associados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – ϵ_v e c_m e ϕ_m relativos à tensão para a qual a ruptura é atingida nas extrapolações propostas

| | 10^6 | | | 2×10^6 | | | 5×10^6 | | |
|------------------------|--------------|----------------|--------------|-----------------|----------------|--------------|-----------------|----------------|--------------|
| | e_v (%) | c_m (kPa) | f_m (°) | e_v (%) | c_m (kPa) | f_m (°) | e_v (%) | c_m (kPa) | f_m (°) |
| GUm | - | - | - | - | - | - | 1,4 | 6 | 50 |
| GU2 | - | - | - | 0,7 | 4 | 39 | 0,8 | 2 | 43 |
| GG1 (GC = 90%) | 0,7 | 7 | 41 | 0,5 | 10 | 35 | - | - | - |
| GG1 (GC = 100%) | - | - | - | 1,1 | 42 | 40 | 0,9 | 29 | 37 |
| GG1 (virgens) | 0,9 | 29 | 36 | 0,7 | 17 | 35 | 0,6 | 12 | 34 |

Na Tabela 4.11, para a brita GUm com $N = 10^6$ e 2×10^6 não foi possível definir o nível de σ_d que causaria a ruptura da camada, por isso não foi possível definir a ϵ_v correspondente a essa tensão. O mesmo ocorre para as britas GU2 e GG1 (GC = 100%) com $N = 10^6$ e a GG1 (GC = 90%) com $N = 5 \times 10^6$.

Para as análises mecânicas realizadas no capítulo 5, os resultados podem ser representados juntamente com a envoltória de resistência mobilizada. As tensões obtidas devem situar-se abaixo das envoltórias de resistência mobilizada, para que o pavimento não atinja a ruptura pelo surgimento prematuro de afundamentos de trilhas de roda.

Este procedimento é semelhante ao proposto por Arnold (2003), com exceção de que este utiliza envoltórias de ruptura e não de resistência mobilizada, como as propostas neste trabalho.

4.6 RESULTADOS PARCIAIS DO MONITORAMENTO DO PAVIMENTO PERMEÁVEL

Durante a execução da camada de brita uniforme do estacionamento experimental foram executados levantamentos deflectométricos. Os resultados mostraram deflexões de até $600 \cdot 10^{-2}$ mm e deformações permanentes muito significativas, decorrentes das dificuldades de compactação associadas às características da brita GUm, que dificultaram uma análise mais aprofundada dos resultados.

Após a conclusão da estrutura do pavimento, foram realizadas duas campanhas de ensaios, medindo-se bacias de deflexões para a estrutura revestida por PMF e para a estrutura revestida por BI. Os levantamentos deflectométricos foram realizados em 08 de outubro de 2003 e em 11 de fevereiro de 2004, portanto com um intervalo de aproximadamente 4 meses. As bacias medidas e a bacia média, para as duas estruturas tipo que compõem o estacionamento, são mostradas nas Figuras 4.66 a 4.69.

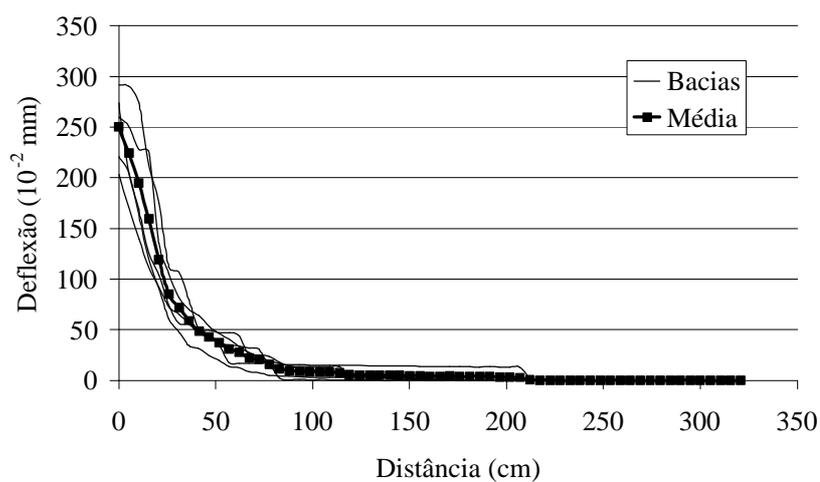


Figura 4.66 – Bacias de deflexões medidas no pavimento com PMF em 08/10/2003

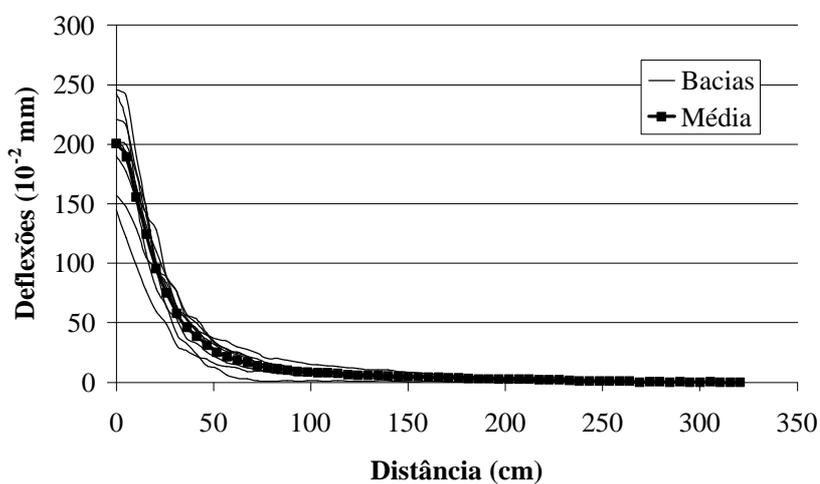


Figura 4.67 – Bacias de deflexões medidas no pavimento com BI em 08/10/2003

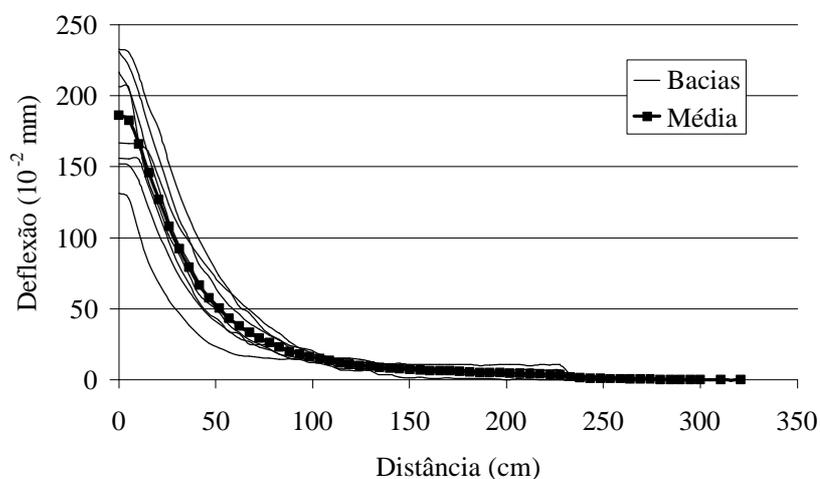


Figura 4.68 – Bacias de deflexões medidas no pavimento com PMF em 11/02/2004

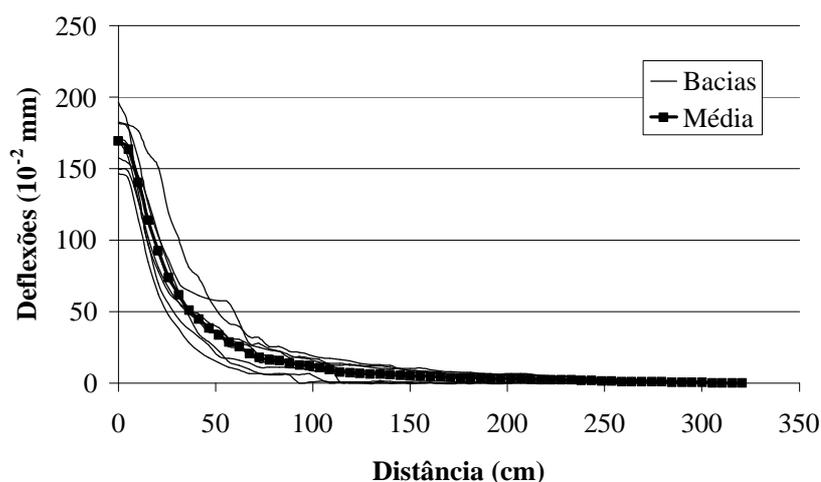


Figura 4.69 – Bacias de deflexões medidas no pavimento com BI em 11/02/2004

A partir das bacias medidas foram calculadas as médias das deflexões máximas (\overline{D}_0) e o desvio padrão (σ). Também foi calculado o raio de curvatura, representado pela equação (4.12). Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 4.12.

$$R_c = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})} \quad (4.12)$$

Onde:

- R_c é o raio de curvatura em metros
- D_0 é a deflexão máxima (medida no ponto de aplicação da carga)
- D_{25} é a deflexão medida a 25 cm do ponto de aplicação da carga

Tabela 4.12 – Parâmetros calculados a partir das bacias de deflexões

| | PMF | | | BI | | |
|-------------------|------------------|-----------------|-------|------------------|-----------------|-------|
| | \overline{D}_0 | s | R_c | \overline{D}_0 | s | R_c |
| | (10^{-2} mm) | (10^{-2} mm) | (m) | (10^{-2} mm) | (10^{-2} mm) | (m) |
| 08/10/2003 | 250 | 37 | 19 | 201 | 37 | 30 |
| 11/02/2004 | 187 | 40 | 40 | 167 | 20 | 58 |

Observando-se os resultados apresentados notou-se uma sensível melhoria na condição estrutural do pavimento, especialmente na área com revestimento em PMF. As

deflexões máximas diminuíram e os raios de curvatura aumentaram tanto na área revestida por PMF como na revestida por BI. Nota-se, também que as deflexões foram menores no lado revestido por blocos intertravados, provavelmente pelo bom entrosamento entre os blocos, conferido pelas características construtivas.

Em uma primeira análise dos desvios padrão pode parecer que a variabilidade dos resultados é alta. Entretanto o coeficiente de variação (média/desvio padrão) é sempre inferior a 25%.

Normalmente é sugerido que pavimentos em boa condição estrutural devem apresentar raios de curvatura acima de 100 m. Todos os raios de curvatura obtidos estão muito abaixo deste valor, porém vale ressaltar que o pavimento destina-se a receber apenas tráfego leve e que os valores aumentaram de um levantamento para o outro, sugerindo um enrijecimento do pavimento.

Os perfis registrados pelo transverso-perfilógrafo mostraram alguns afundamentos localizados, da ordem de 5 mm, nas vagas de estacionamento. Foram registrados afundamentos (localizados) de 2 a 3 mm no acesso a uma das vagas, no restante da área de manobra não foram registrados afundamentos significativos. Deve-se atentar, porém, que uma parte significativa das deformações pode ter ocorrido no revestimento em PMF. Não foram realizados levantamentos na área revestida por BI, devido à excessiva irregularidade gerada pelos furos dos blocos vazados (Figura 3.16).

5 ANÁLISE CONJUNTA DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE

Os ensaios realizados permitem caracterizar o comportamento mecânico dos materiais estudados, porém o desempenho de camadas granulares dependerá de outras variáveis como: tráfego, espessura das camadas, tipo de revestimento, etc. Sendo assim, neste capítulo, apresenta-se uma análise abordando estruturas com diferentes configurações.

Com emprego do ELSYM5, foram analisadas:

- Estruturas Delgadas (ED)
- Estruturas Médias (EM)
- Estruturas Espessas (EE)

Para esta análise foram supostos revestimentos dos tipos: tratamento superficial duplo, para as estruturas delgadas, e concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) para as estruturas médias e espessas (5 e 10 cm de revestimento). Foram considerados os módulos de resiliência de 500 MPa e 4.500 MPa para o tratamento superficial e CBUQ respectivamente.

Os módulos de resiliência atuantes para as britas GUm, GU2, GG1 (GC = 90%) e GG1 (GC = 100%) foram obtidos a partir de um processo iterativo, utilizando-se as equações (4.4), (3.6), (4.5) e (4.6). Módulos iniciais foram arbitrados e a partir deles calcularam-se as tensões horizontais, com as quais foram estimados novos módulos até a convergência das tensões horizontais.

Para o solo de subleito foi arbitrado o módulo de resiliência de 150 MPa, que pode ser considerado um valor típico para os solos lateríticos comumente encontrados no Rio Grande do Sul. Segundo Medina (1997) os valores de 0,25; 0,35 e 0,45 para o Coeficiente de Poisson são os usuais para misturas asfálticas, materiais granulares e solos argilosos respectivamente.

As características de cada estrutura são mostradas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Configurações estruturais avaliadas com o ELSYM5

| Estrutura | ED | EM | EE |
|------------------|----------------|----------------------|-----------|
| | Tipo | TSD | CBUQ |
| Revestimento | Espessura (cm) | 2,5 | 5 |
| | Módulo (MPa) | 500 | 4500 |
| | Poisson | 0,25 | 0,25 |
| | | | |
| | Tipo | Brita | Brita |
| Camada | Espessura (cm) | 30 | 30 |
| Granular | Módulo (MPa) | $Mr = a \cdot s_3^b$ | |
| | Poisson | 0,35 | 0,35 |
| | Tipo | Argila | Argila |
| Subleito | Espessura (cm) | | |
| | Módulo (MPa) | 150 | 150 |
| | Poisson | 0,45 | 0,45 |

5.1 CARACTERÍSTICAS DE TRÁFEGO

Para a simulação com o ELSYM5 são necessários alguns parâmetros que caracterizam o tráfego ao qual as estruturas serão submetidas. Desta forma buscou-se informações acerca de carga bruta, carga por eixo e pressão de inflação dos pneus.

O Art. 2º da Resolução 12/98 do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN) limita o peso bruto total do veículo e o peso bruto transmitido por eixo simples em 450 kN e 100 kN respectivamente. O eixo padrão rodoviário (utilizado para avaliações estruturais com Viga Benkelman) é definido como um eixo simples de rodas duplas com 82 kN de carga. Assim, para fins desta análise, foram utilizadas as cargas referentes ao eixo padrão (82 kN), à carga legal (100 kN) e a um excesso de carga (120 kN), abrangendo carregamentos que comumente solicitam rodovias em operação.

Como indicado pelo Método de Ensaio DNER-ME 24/94 para os levantamentos deflectométricos, nas avaliações com a carga padrão, considerou-se uma pressão de inflação

dos pneus de 0,55 MPa (80 psi) para a carga do eixo padrão rodoviário. Para as cargas de 100 e 120 kN foram utilizadas as pressões de 0,62 e 0,69 MPa respectivamente.

5.2 ANÁLISES COM O ELSYM5

Utilizando-se os parâmetros definidos anteriormente, foram calculados: a tensão vertical, a tensão horizontal e, iterativamente, os módulos de resiliência, considerando-se os modelos $M_r \times \sigma_3$ já mencionados.

A geometria do carregamento foi definida no intuito de simular da melhor forma possível um eixo simples de rodas duplas. Os efeitos para os lados esquerdo e direito do eixo simulado são considerados simétricos e independentes, de forma que a simulação limitou-se a um semi-eixo simples de rodas duplas. Os centros das áreas carregadas correspondentes aos pneus do semi-eixo foram considerados distantes 30 cm entre si.

São fornecidos ao programa: a carga aplicada e a pressão de inflação dos pneus. A área carregada é calculada internamente pelo *software*.

As análises foram realizadas considerando-se que o comportamento mecânico de camadas granulares é determinado pelas tensões atuantes no plano médio da camada. Duas situações críticas são comumente avaliadas: diretamente abaixo do centro de uma das áreas carregadas e no ponto médio da distância entre as áreas carregadas. Dessa forma, são avaliados possíveis efeitos de sobreposição dos carregamentos.

As tensões máximas ocorreram embaixo da roda para as estruturas delgada e média e entre as áreas carregadas para estruturas espessas. Os resultados obtidos na análise são mostrados na Tabela 5.2. Os valores de $\sigma_{1,f}$ foram calculados pela equação (2.1), com $\sigma_3 = 21$ kPa, e com os parâmetros de resistência dos materiais.

Tabela 5.2 – Tensões e Mr no plano médio das camadas granulares

| | | ED | | | EM | | | EE | | |
|------------------------|---------------------------|------------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|-------------------|
| | | 82 kN | 100 kN | 120 kN | 82 kN | 100 kN | 120 kN | 82 kN | 100 kN | 120 kN |
| GUm | σ_1 (kPa) | 218 | 260 | 305 | 124 | 153 | 182 | 61 | 78 | 97 |
| | σ_3 (kPa) | 28 | 34 | 42 | 25 | 29 | 35 | 15 | 18 | 20 |
| | Mr(MPa) | 70 | 90 | 100 | 70 | 80 | 80 | 40 | 50 | 60 |
| | $\sigma_{1,f}$ (kPa) | 271 | 321 | 389 | 245 | 279 | 330 | 161 | 186 | 203 |
| | $\sigma_1 / \sigma_{1,f}$ | 0,80 | 0,81 | 0,78 | 0,51 | 0,55 | 0,55 | 0,38 | 0,42 | 0,48 |
| GU2 | σ_1 (kPa) | 216 | 256 | 299 | 132 | 161 | 191 | 74 | 91 | 111 |
| | σ_3 (kPa) | 24 | 29 | 36 | 17 | 19 | 21 | 11 | 12 | 13 |
| | Mr(MPa) | 200 | 230 | 260 | 150 | 170 | 180 | 110 | 120 | 140 |
| | $\sigma_{1,f}$ (kPa) | 274 | 331 | 410 | 194 | 216 | 239 | 125 | 136 | 148 |
| | $\sigma_1 / \sigma_{1,f}$ | 0,79 | 0,77 | 0,73 | 0,68 | 0,75 | 0,80 | 0,59 | 0,67 | 0,75 |
| GG1 (GC = 90%) | σ_1 (kPa) | 217 | 258 | 302 | 132 | 160 | 190 | 74 | 84 | 110 |
| | σ_3 (kPa) | 25 | 31 | 38 | 18 | 21 | 25 | 11 | 12 | 14 |
| | Mr(MPa) | 160 | 170 | 180 | 140 | 150 | 150 | 110 | 120 | 130 |
| | $\sigma_{1,f}$ (kPa) | 255 | 312 | 378 | 189 | 217 | 255 | 123 | 132 | 151 |
| | $\sigma_1 / \sigma_{1,f}$ | 0,85 | 0,83 | 0,80 | 0,70 | 0,74 | 0,75 | 0,60 | 0,64 | 0,73 |
| GG1 (GC = 100%) | σ_1 (kPa) | 217 | 257 | 300 | 131 | 160 | 190 | 72 | 89 | 108 |
| | σ_3 (kPa) | 25 | 30 | 36 | 19 | 21 | 24 | 12 | 14 | 15 |
| | Mr(MPa) | 170 | 200 | 240 | 130 | 150 | 160 | 90 | 100 | 110 |
| | $\sigma_{1,f}$ (kPa) | 714 | 784 | 867 | 630 | 658 | 700 | 533 | 560 | 574 |
| | $\sigma_1 / \sigma_{1,f}$ | 0,30 | 0,33 | 0,35 | 0,21 | 0,24 | 0,27 | 0,14 | 0,16 | 0,19 |

As tensões verticais atuantes no centro da camada granular de cada pavimento são mostradas pela Figura 5.1, agrupadas por material.

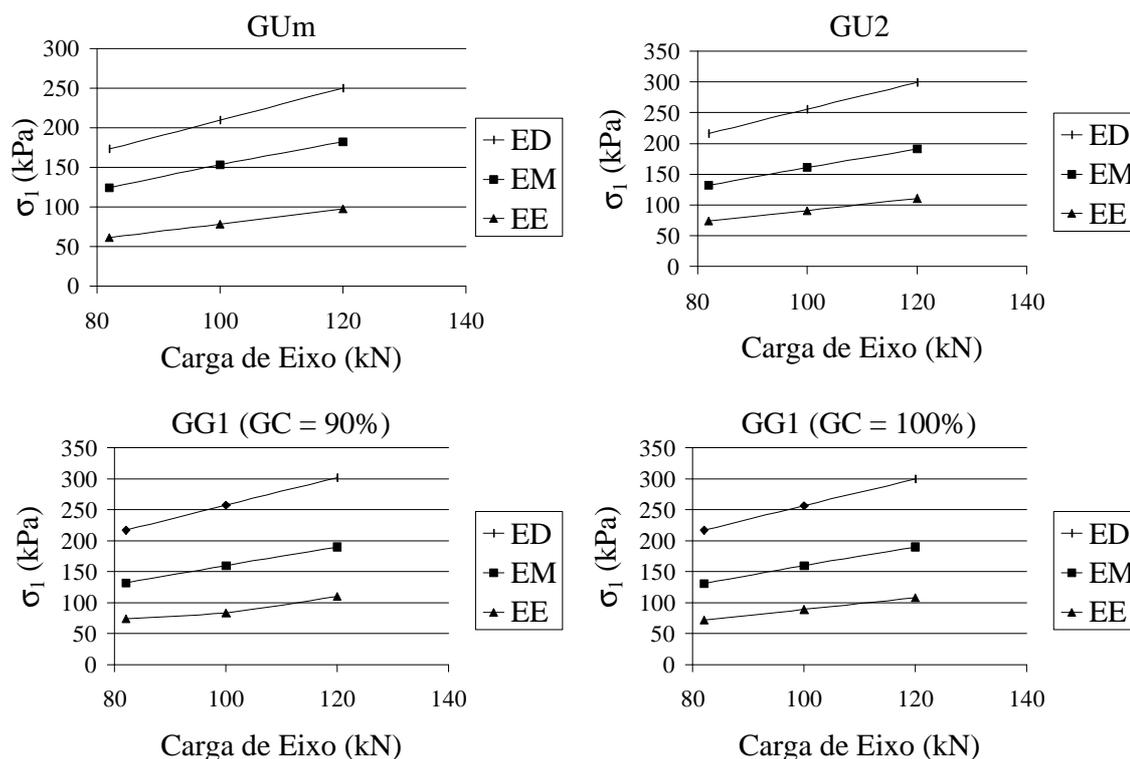


Figura 5.1 – Tensões verticais no plano médio das camadas granulares constituídas pelos materiais estudados

As tensões referentes a cada material utilizado podem ser visualizadas para cada estrutura na Figura 5.2.

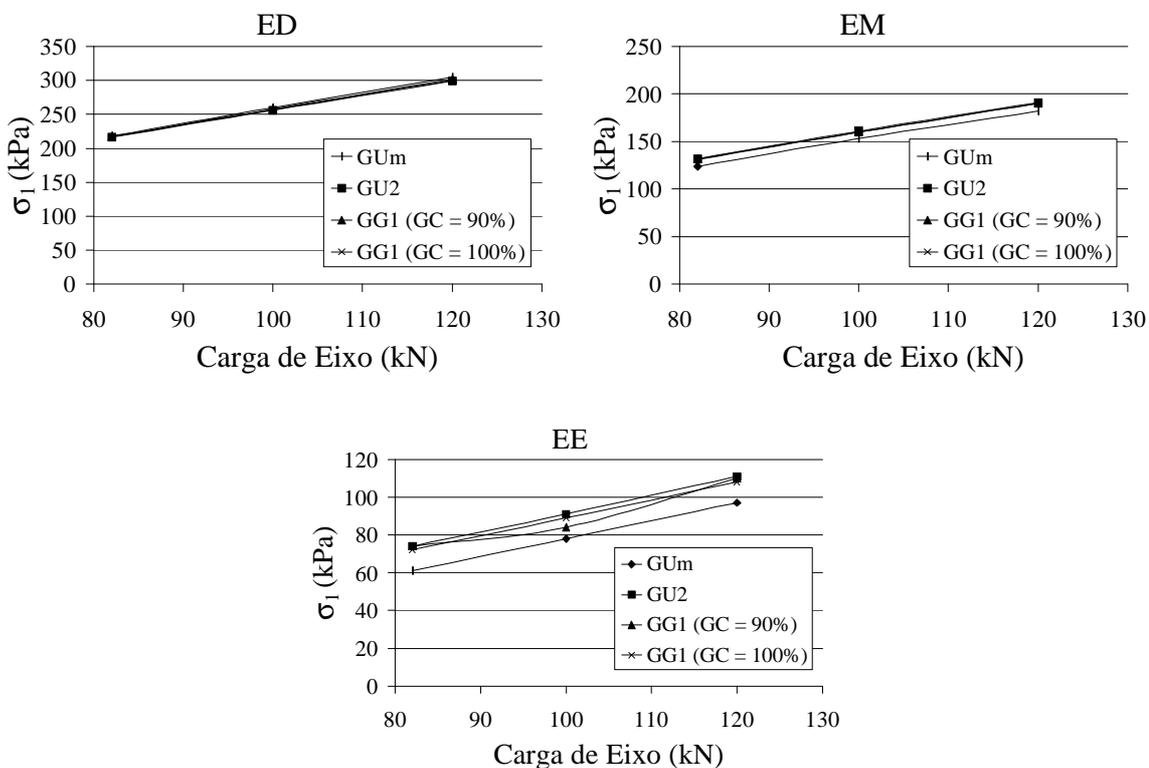


Figura 5.2 – Tensões verticais no plano médio da camada granular das estruturas

Nota-se que os pavimentos mais delgados são submetidos a tensões verticais significativamente mais elevadas do que os espessos e que os valores das tensões, para as diferentes britas, são muito semelhantes em pavimentos com as mesmas espessuras de camadas. Para as estruturas espessas a tensão vertical é ligeiramente menor quando se emprega a brita GUm.

Também, as tensões confinantes são mais elevadas em pavimentos delgados. Porém este fato é favorável à estrutura do pavimento, pois, ao contrário do que acontece com a tensão vertical (que acarreta solicitações mais severas à camada), o aumento da tensão horizontal é benéfica, pois aumenta o confinamento da brita e o seu módulo de resiliência. Isso torna a abordagem mais complexa, evidenciando a importância da análise mecânica na avaliação de pavimentos. Os resultados obtidos permitem afirmar que o aumento do nível de solicitação aumenta, também, a rigidez das camadas granulares.

Assim, as tensões horizontais, foram calculadas e são mostradas na Figura 5.3.

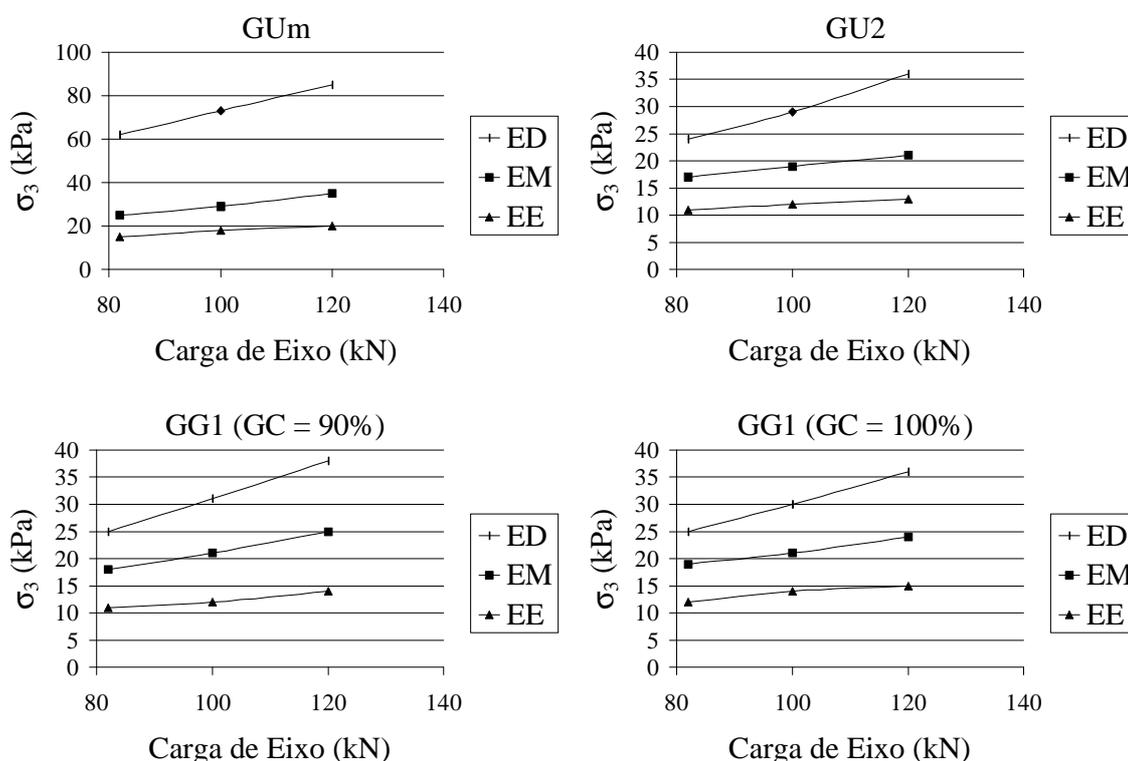


Figura 5.3 – Tensões horizontais no plano médio das camadas granulares constituídas pelos materiais estudados

Da mesma forma que para as tensões verticais, as tensões horizontais atuantes no plano médio de cada estrutura para os materiais estudados são mostrados na Figura 5.4.

No caso das tensões horizontais, os resultados não foram tão semelhantes como para as tensões verticais. As análises mostraram tensões horizontais ligeiramente superiores para a brita GUm. Os outros materiais mostraram tensões semelhantes, porém apresentando variabilidade (em termos percentuais) um pouco maior do que o caso das tensões verticais.

Os módulos de resiliência obtidos iterativamente são mostrados na Figura 5.5.

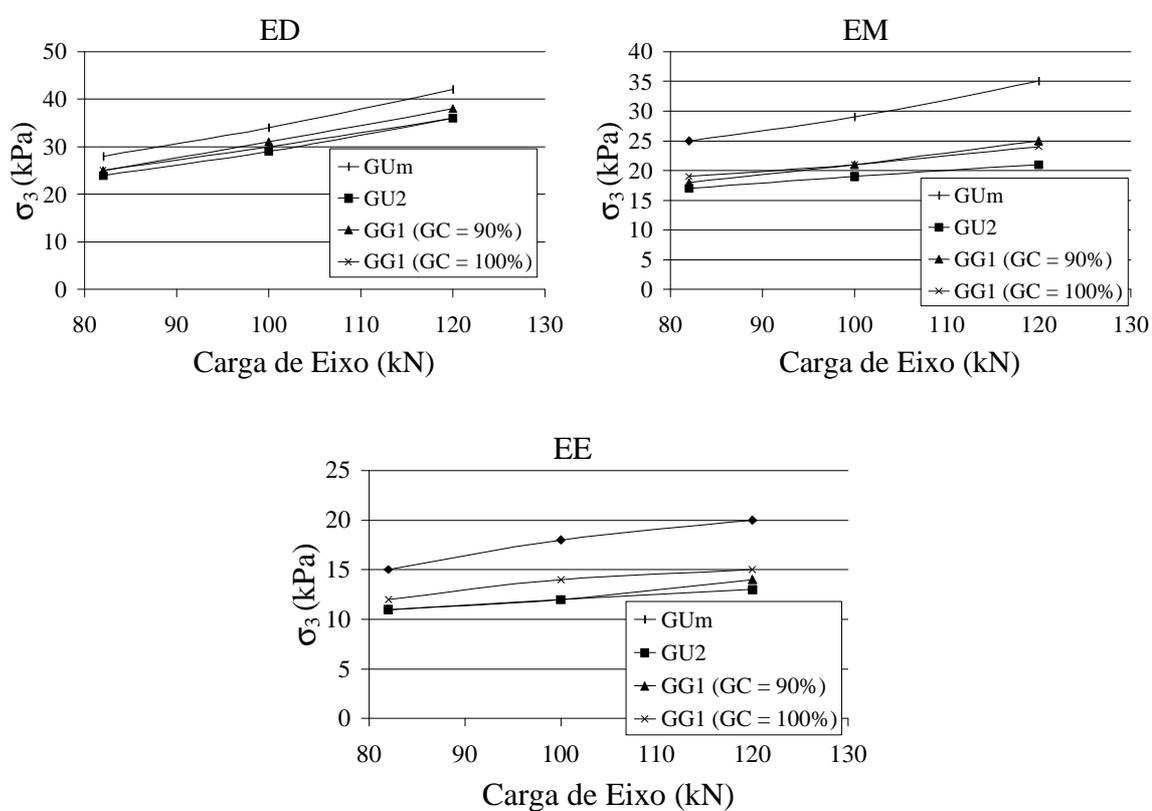


Figura 5.4 – Tensões horizontais no plano médio da camada granular das estruturas consideradas

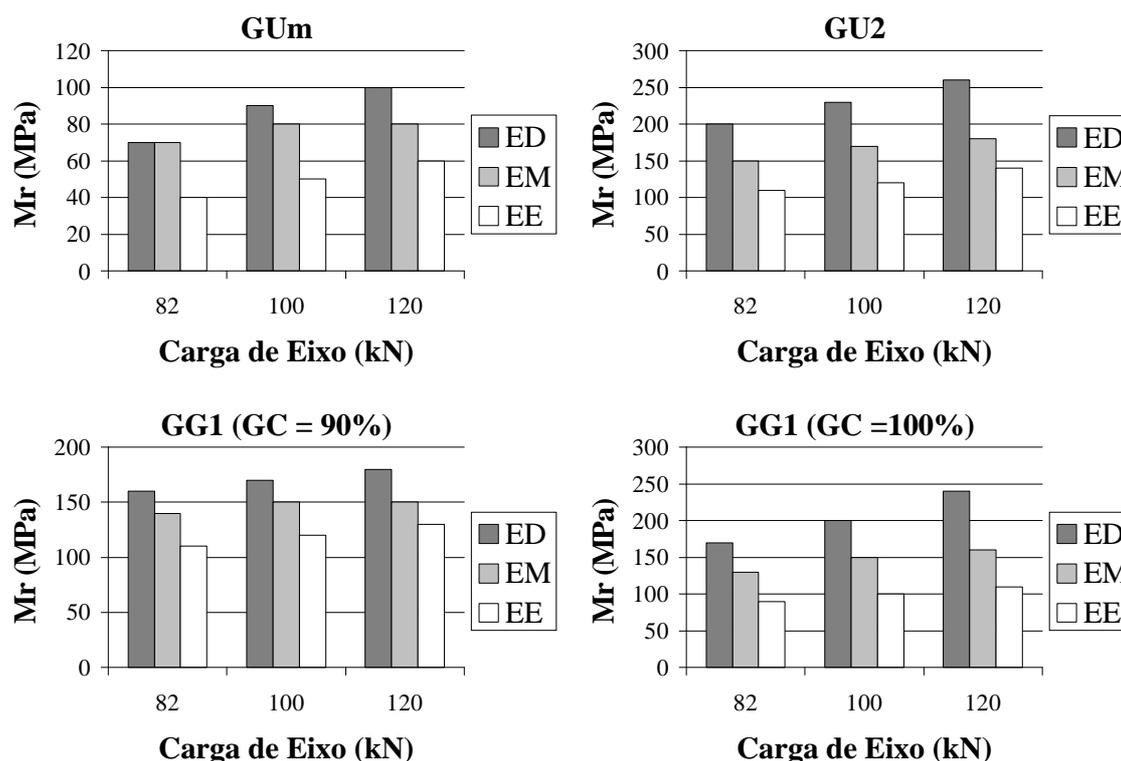


Figura 5.5 – Módulos de resiliência obtidos iterativamente

A análise da Figura 5.5 mostra módulos de resiliência mais elevados para as estruturas delgadas e decrescendo à medida que aumentam as espessuras dos pavimentos. Isto reforça a idéia de que os pavimentos submetidos a tensões mais elevadas mobilizam maior resistência (até a ruptura) e tornam-se menos deformáveis. Quando as cargas de eixo aumentam, os módulos também aumentam, diminuindo a deformabilidade relativa da camada granular. Verifica-se também que os módulos mobilizados pelas britas GU2 e GG1 (GC = 100%) foram semelhantes, embora ligeiramente superiores para a brita GU2. Os menores módulos foram os relativos à composição GUm. Então, mesmo que este material apresente boa resistência a deformações permanentes, a sua deformabilidade elástica deverá ser elevada, tornando o pavimento mais suscetível a trincamentos por fadiga. A composição GG1 (GC = 90%) apresentou módulos intermediários.

5.3 ANÁLISE CONSIDERANDO ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA

Analisando as tensões atuantes em uma massa de solo, conforme descrito por Sousa Pinto (2002), observa-se que:

- A máxima tensão de cisalhamento em módulo ocorre em planos que formam 45° com os planos principais;
- A máxima tensão de cisalhamento é igual a semi-diferença entre as tensões principais, ou seja $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$;
- As tensões de cisalhamento em planos ortogonais são numericamente iguais, mas de sinal contrário, e
- Em dois planos formando o mesmo ângulo com o plano principal maior, com sentido contrário, ocorrem tensões normais iguais e tensões de cisalhamento numericamente iguais, mas de sentido contrário.

A partir das tensões verticais e horizontais obtidas na análise mecanística e dos parâmetros de Mohr-Coulomb dos materiais é possível calcular-se as tensões de cisalhamento atuantes nas camadas granulares dos pavimentos. A tensão de cisalhamento máxima relativa a um determinado carregamento é obtida segundo a equação (2.2) e a tensão normal relativa a esta solitação é a média das tensões principais representada pela equação (2.3). Porém a ruptura não ocorre para a tensão de cisalhamento máxima e sim para valores ligeiramente mais baixos, onde a envoltória de ruptura pode tangenciar o círculo de Mohr. Assim, a envoltória não tangencia o círculo de Mohr no topo e sim no ponto onde a relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal é máxima. A tensão de cisalhamento e a tensão normal para esta situação são obtidas com o emprego das equações (5.1) e (5.2).

$$t = \frac{s_1 - s_3}{2} \cdot \text{sen}(2 \cdot a) \quad (5.1)$$

$$s = \frac{s_1 + s_3}{2} + \frac{s_1 - s_3}{2} \cdot \cos(2 \cdot a) \quad (5.2)$$

Onde:

- σ_1 é a tensão vertical
- σ_3 é a tensão horizontal
- $a = 45 + \frac{f}{2}$ (ϕ é o ângulo de atrito interno do material)

A análise segue o procedimento proposto no final do Capítulo 4 e as figuras mostram, além da envoltória de ruptura, algumas envoltórias de resistência mobilizada referentes a 10%

de deformações permanentes após 10^6 , 2×10^6 e 5×10^6 ciclos de carga. As curvas referentes às tensões atuantes nas camadas mostram três valores cada uma. Estes valores são referentes às cargas de 82, 100 e 120 kN. O modelo proposto sugere os comportamentos mostrados esquematicamente na Figura 5.6

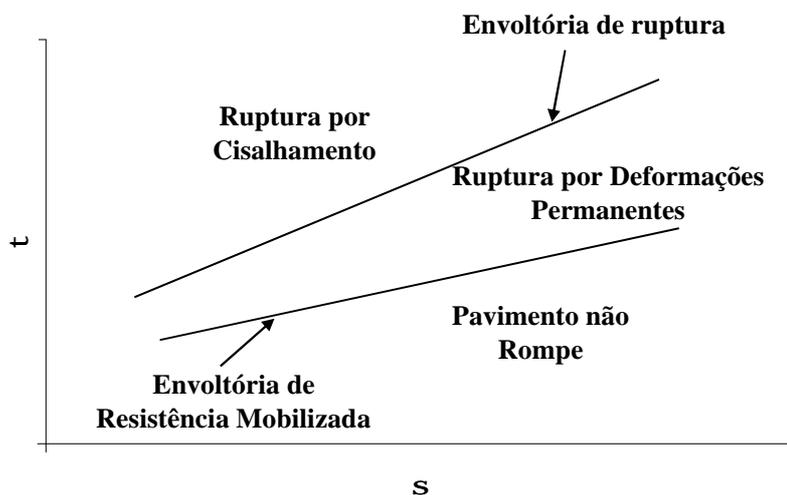


Figura 5.6 – Comportamento de camadas granulares sob cargas repetidas

Assim, as tensões cisalhantes atuantes nas camadas granulares dos pavimentos analisados em relação às envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada são mostradas nas Figuras 5.7 a 5.10.

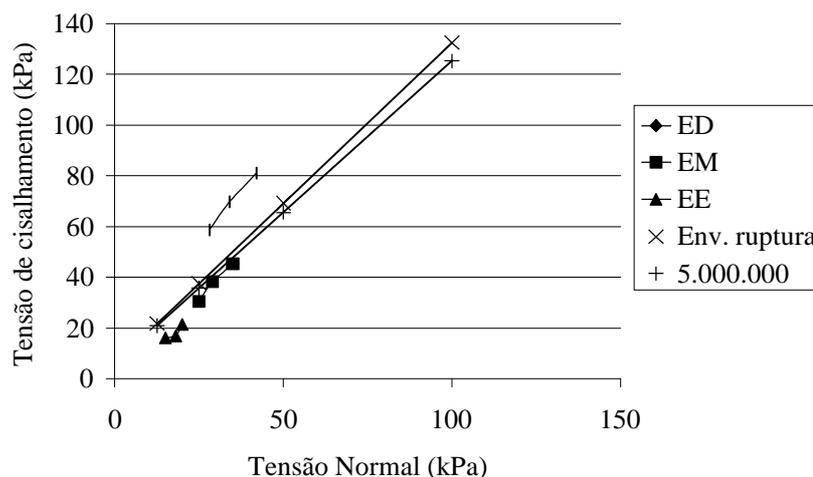


Figura 5.7– Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada para a brita GUM

As tensões obtidas para brita GUm (Figura 5.7) mostraram-se abaixo da envoltória de ruptura e da envoltória de resistência mobilizada para 10% de deformações permanentes, após 5×10^6 ciclos de carga em estruturas espessas. Para estruturas médias as tensões continuam abaixo das envoltórias, ainda que mais próximas. Assim, a brita GUm mostrou resistência a deformações permanentes adequada às situações propostas, com exceção das estruturas delgadas, onde as tensões calculadas ultrapassam significativamente a envoltória de resistência mobilizada correspondente a 5 milhões de ciclos de carga e também a envoltória de ruptura.

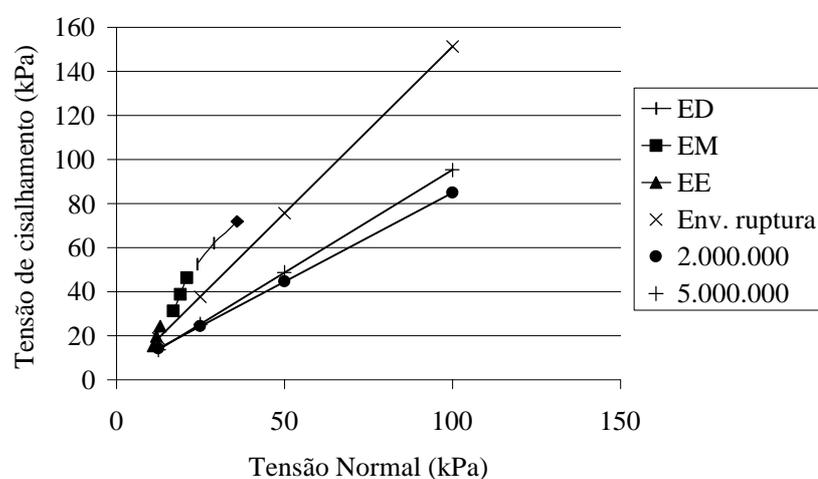


Figura 5.8 – Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada para a brita GU2

A brita GU2 (Figura 5.8) apresentou tensões elevadas para estruturas delgadas e médias, todas superando a envoltória de ruptura. No caso das estruturas espessas os pontos correspondentes às cargas de 100 e 120 kN mostram-se acima da envoltória de ruptura e o ponto correspondente à carga de 82 kN, entre a envoltória de ruptura e a envoltória de resistência mobilizada. Estes resultados sugerem um comportamento inadequado do material quanto a deformações permanentes, ao menos para as estruturas e cargas analisadas.

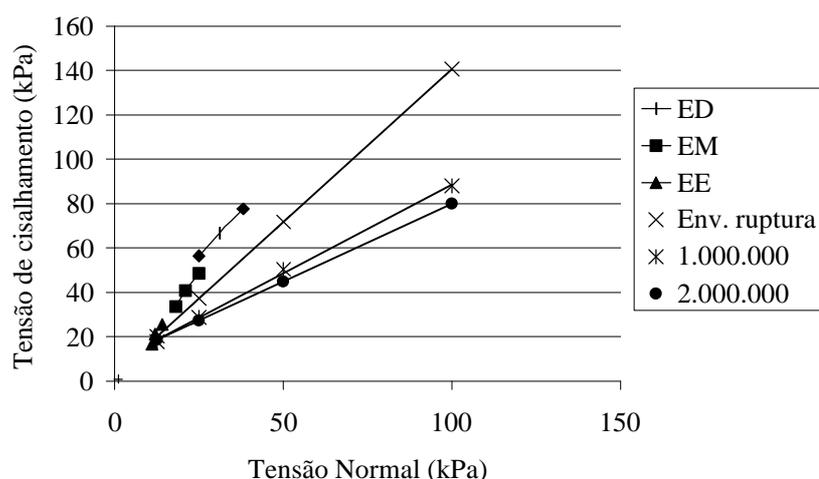


Figura 5.9 – Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada para a brita GG1 (GC = 90%)

A brita GG1 (Figura 5.9) com grau de compactação de 90% mostrou um comportamento muito semelhante ao apresentado pela brita GU2. As estruturas delgadas e médias mostraram-se incapazes de resistir aos carregamentos propostos. As tensões atuantes em camadas espessas resultam em ruptura para as cargas de 100 e 120 kN e a carga de 82 kN resultou em tensões ligeiramente abaixo das envoltórias. Portanto o comportamento do material é adequado apenas para estruturas espessas com volume médio de tráfego.

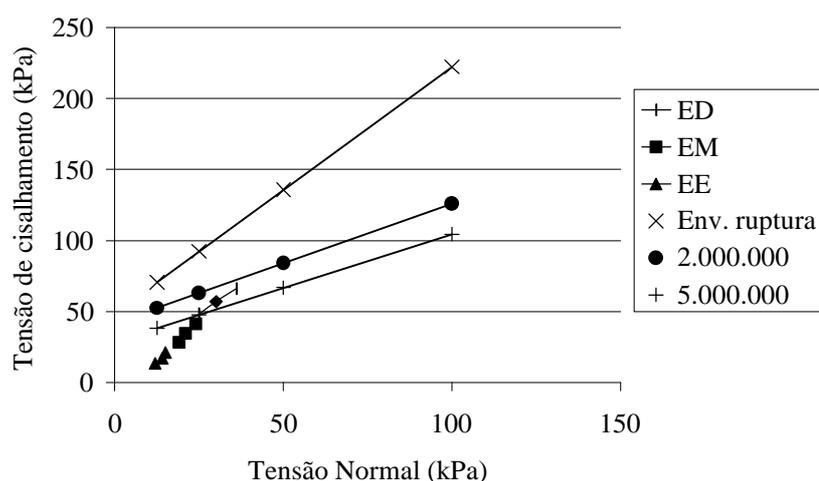


Figura 5.10 – Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada para a brita GG1 (GC = 100%)

A brita GG1 (GC = 100%) mostrou um comportamento superior aos demais agregados (Figura 5.10). As estruturas espessas e médias não atingem o critério de ruptura para 5×10^6 ciclos de carga, demonstrando o potencial deste agregado. No caso dos pavimentos delgados, o critério de ruptura não é atingido até 2×10^6 ciclos de carga. Além de boa resistência ao cisalhamento, o material apresentou bom comportamento quanto a deformações permanentes demonstrando pouca suscetibilidade a afundamentos de trilhas de roda.

É claro que as análises feitas nesse capítulo têm como único embasamento resultados de ensaios laboratoriais e portanto, não refletem necessariamente a complexidade do comportamento de camadas granulares em serviço. Aspectos como a influência do teor de umidade (grau de saturação) e das tensões residuais de compactação não foram considerados neste estudo e apontam para a continuidade da pesquisa, além de outros níveis de tensão confinante.

5.4 RESULTADOS OBTIDOS PARA O PAVIMENTO PERMEÁVEL

Uma análise paramétrica com o programa ELSYM5 foi realizada para a estrutura do pavimento permeável segundo o mesmo procedimento utilizado nos itens anteriores deste capítulo. O módulo de resiliência adotado para o PMF foi 1500 MPa e para o subleito 150 MPa. Os resultados são mostrados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3– Resultados da análise com o ELSYM5

| | Cargas | | |
|-----------------------------------|--------|--------|--------|
| | 82 kN | 100 kN | 120 kN |
| s_1 (kPa) | 121 | 149 | 179 |
| s_3 (kPa) | 24 | 28 | 32 |
| Mr(kPa) | 60 | 70 | 80 |
| $s_{1,f}$ (kPa) | 237 | 271 | 305 |
| $s_1/s_{1,f}$ | 0,88 | 0,55 | 0,59 |

A Figura 5.11 mostra o estado de tensões atuante no pavimento permeável para as cargas de 82, 100 e 120 kN, da mesma forma que foi feito para as estruturas delgadas, médias

e espessas nos itens anteriores deste capítulo, cujos resultados são reapresentados a fim de permitir comparações.

Nota-se que o estado de tensões atuante no plano médio da camada de brita GUm do pavimento permeável está mais afastado da envoltória de ruptura e de resistência mobilizada, que os correspondentes às estruturas espessa, média e delgada. Este fato sugere um bom comportamento da camada de base do pavimento permeável construída com a brita GUm, quanto a deformações permanentes. Porém os baixos módulos de resiliência demonstram a suscetibilidade da estrutura a deformações elásticas o que é confirmado pelos levantamentos deflectométricos, que mostraram deflexões da ordem de 200×10^{-2} mm.

De forma geral, pode-se afirmar que a brita GUm mostrou-se adequada para a execução de bases de pavimentos permeáveis, desde que o tráfego nos mesmos se limite a veículos de passeio.

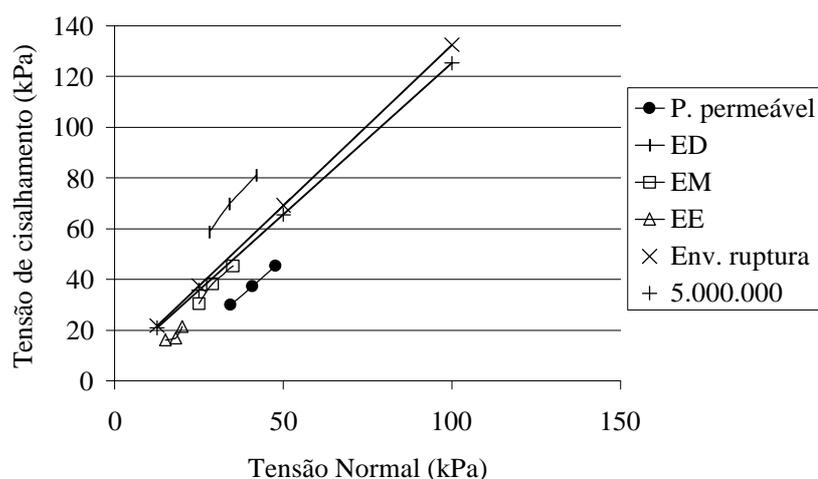


Figura 5.11 - Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência mobilizada para o pavimento permeável

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Dando continuidade ao trabalho iniciado por Casagrande (2003), que tratou da influência do teor de agregados miúdos na condutividade hidráulica e deformabilidade elástica de britas, esta dissertação analisou características de resistência ao cisalhamento e deformabilidade plástica de duas das britas (GG1 e GU2) estudadas pelo referido autor e de uma terceira denominada GUm.

Foram feitas avaliações sobre os efeitos da granulometria e da compactação no comportamento mecânico das três britas. Este capítulo apresenta as conclusões obtidas na pesquisa, além de sugestões para a sua continuidade, uma vez que o comportamento mecânico de agregados é assunto muito complexo.

6.1 CONCLUSÕES

Balizado pelos objetivos citados no Capítulo 1, os estudos realizados conduziram às seguintes conclusões:

Quanto ao procedimento de escalpo:

- O procedimento de escalpo tem influência significativa nos parâmetros de compactação dos materiais estudados. Tal influência foi estudada com maior detalhamento para a brita GG1 e mostrou que a não execução do procedimento confere ao material um peso específico aparente seco máximo maior, em relação à utilização de amostras onde o procedimento foi executado. No caso da brita GU2 o maior peso específico aparente seco máximo foi obtido com a execução do escalpo.

Quanto às características de compactação e capacidade de suporte:

- Os ensaios de compactação mostraram que a brita GG1 alcançou maior peso específico aparente seco máximo, seguido pelas GU2 e GUm que apresentaram valores semelhantes entre si. Porém salienta-se que a curva de compactação da brita GU2 apresentou um formato atípico, dificultando a definição dos seus parâmetros de compactação.

- A umidade ótima de compactação foi mais elevada para a brita GG1 que, por possuir maior quantidade de agregado miúdo (passante na peneira número 4), retém maior quantidade de água. As britas GU2 e GUm apresentaram umidades e pesos específicos aparentes secos máximos semelhantes, apesar de possuírem tamanho máximo de agregado consideravelmente diferentes. Salienta-se que a umidade estabelecida para os agregados de granulometria uniforme não correspondem conceitualmente à umidade ótima, adotando-se como teor de umidade de referência o maior valor para o qual as amostras não exudaram.
- A capacidade de suporte medida pelo ensaio ISC mostrou alguns resultados não coerentes com os ensaios de compactação. O ISC foi maior para a brita GG1 com escalpo (estudada por Casagrande, 2003) que, em contrapartida, apresentou peso específico aparente seco máximo inferior ao caso sem escalpo (estudado nessa dissertação). As britas GU2 e GUm apesar de serem compactadas ao mesmo peso específico aparente seco mostraram capacidades de suporte bem diferentes, sendo maior para a brita GU2 com $ISC = 72\%$, ao passo que a GUm apresentou $ISC = 37\%$. A brita graduada apresentou ISC muito superior à uniforme, tanto com escalpo ($ISC = 196\%$) quanto sem ($ISC = 169\%$).
- Para a brita graduada o ISC máximo foi observado em amostras moldadas na umidade ótima, enquanto que para as granulometrias uniformes isso não ocorreu.

Quanto aos resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento:

- Nos ensaios triaxiais estáticos a maior resistência de pico foi obtida para a brita GG1 com grau de compactação 100%, em todas as tensões confinantes consideradas (12,5; 25; 50 e 100 kPa). Para as britas GG1 ($GC = 90\%$), GU2 e GUm as resistências de pico são muito semelhantes e a maior ocorre aleatoriamente para uma ou outra, dependendo da tensão confinante.
- A resistência ao cisalhamento mostrou-se bastante influenciada tanto pela compactação quanto pela granulometria. O efeito mais notável foi o da compactação, que conferiu à brita GG1 um intercepto coesivo de 49 kPa quando compactada na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo. Este valor é muito superior ao obtido para o grau de compactação de 90% ($c' = 3$ kPa). O ângulo de atrito interno

também aumentou consideravelmente com o grau de compactação ($\phi' = 54^\circ$ para $GC = 90\%$ e $\phi' = 60^\circ$ para $GC = 100\%$), porém o seu efeito na resistência ao cisalhamento não foi tão notável quanto o do intercepto coesivo.

- Analisando-se os materiais quanto à granulometria, verifica-se que o efeito do intercepto coesivo da brita GG1 ($GC = 100\%$) continua a destacar a resistência do material. As britas GU2 e GUm apresentaram resistências significativamente mais baixas do que a obtida para a brita GG1 ($GC = 100\%$), mesmo que os ângulos de atrito interno para as britas GG1 ($GC = 100\%$) e GU2 tenham sido semelhantes (60° e 57° respectivamente). As envoltórias de ruptura das britas GUm e GU2 foram semelhantes, apresentando uma interseção para tensão normal de aproximadamente 25 kPa. Isto implica em maior resistência a tensões normais baixas para a brita GUm ($c' = 6$ kPa e $\phi' = 52^\circ$). A brita GU2 só apresenta maior resistência para tensões normais maiores que 25 kPa, devido ao seu maior ângulo de atrito interno.
- Também foram obtidas envoltórias de resistência mobilizada, correspondentes a deformações de 0,5; 1,0; 1,5 e 2,0%. Como normalmente o comportamento dos pavimentos está mais relacionada com a deformabilidade do que com a ruptura propriamente dita fica justificada a importância deste procedimento.
- Os módulos de Young aumentaram com o incremento da compactação e com a tensão confinante. No caso da brita GG1 ($GC = 100\%$), o módulo apresentou um pequeno decréscimo para a tensão confinante de 100 kPa em relação à de 50 kPa. Isto normalmente é observado quando ocorrem quebras de partícula o que poderia ter acontecido com o material em questão.

Quanto ao comportamento resiliente:

- A brita GU2 apresentou módulos de resiliência elevados em relação aos materiais estudados, semelhantes aos da GG1 ($GC = 100\%$), como previamente relatado por Casagrande (2003). Os módulos da brita GG1 ($GC = 90\%$) foram significativamente mais baixos do que para as britas GU2 e GG1 ($GC = 100\%$) e maiores que os apresentados pela brita GUm.

- Os módulos de resiliência foram comparados com os módulos de Young obtendo-se relações estatisticamente muito significativas. Cada material estudado apresentou uma relação diferente entre os módulos, portanto a proposição de uma estimativa geral simples do módulo de resiliência a partir do módulo de Young não é recomendada.

Quanto a deformações permanentes sob cargas repetidas:

O comportamento quanto a deformações permanentes mostrou um padrão bem definido: um rápido acúmulo de deformações no início do ensaio (ou do estágio de carregamento), definido pelo parâmetro ϵ_{pi} (deformação permanente inicial) seguida por uma fase na qual as deformações crescem linearmente e muito lentamente (ao menos para baixos níveis de σ_d), com velocidade de deformação permanente (VDP) constante. Em alguns casos, como para a brita GU2, observou-se que incrementos na VDP causaram a ruptura do corpo-de-prova.

- A resistência a deformações permanentes também se mostrou muito suscetível à compactação e à granulometria. Foram obtidos modelos para os parâmetros de deformações permanentes (ϵ_{pi} e VDP) em função de σ_d e de $\sigma_d/\sigma_{1,f}$. Os modelos em função de σ_d mostraram-se eficientes na previsão do comportamento quanto a deformações permanentes, porém os modelos em função de $\sigma_d/\sigma_{1,f}$ apresentaram comportamentos variados, dificultando a análise dos resultados.
- O aumento do grau de compactação leva a um decréscimo ϵ_{pi} e VDP, mostrando a importância da compactação no comportamento mecânico dos materiais. A brita GG1 (GC = 90%) apresentou VDP intermediária entre as das britas GG1 (GC = 100%) e GUm e a da brita GU2. Porém as deformações permanentes iniciais foram as maiores (em relação aos materiais estudados) em função da deficiência na compactação.
- Quanto à influência da granulometria, a brita GUm apresentou um comportamento melhor do que aquele que se poderia esperar em função dos resultados de ISC e resistência ao cisalhamento. Porém a brita GUm não foi submetida a tensões tão altas como a GG1 (GC = 100%) e para estes valores o seu comportamento não é conhecido. A brita GU2 apresentou o maior nível de deformações permanentes entre os materiais

estudados. A utilização de tensões confinantes maiores do que 21 kPa pode levar a brita GU2 a um comportamento mais adequado.

- Os ensaios realizados em multi-estágios mostraram-se eficazes na avaliação das deformações permanentes, pois permitem a obtenção de parâmetros ϵ_{pi} e VDP para diversos estados de tensões. Ainda, simulam melhor a condição real do tráfego que ocorre nas rodovias em operação, pois as rodovias recebem cargas de diversas magnitudes e não de uma única, como simulado pelos ensaios em corpos-de-prova virgens.
- Os ensaios realizados em duplicata para corpos-de-prova virgens mostraram uma variabilidade relativamente alta. As deformações registradas foram maiores do que nos ensaios em multi-estágios, fato que demonstra a necessidade de uma liberação gradual do tráfego, iniciando pelas cargas mais leves. Este procedimento proporciona um enrijecimento às camadas diminuindo a degradação do pavimento.
- O nível de informação desejado para a avaliação de deformações permanentes em materiais granulares é o proporcionado por ensaios com um número de ciclos próximos à vida de serviço do pavimento em todos os níveis de carga aos quais o pavimento será submetido. Isto demandaria muito tempo, dificultando uma possível aplicação prática do procedimento. Porém, a execução de um único ensaio, com um número elevado de ciclos (10^6 , por exemplo), pode orientar a interpretação dos ensaios em multi-estágios. Se os ensaios em corpos-de-prova virgens mostrarem VDP constante para um número elevado de ciclos, com mais razão os ensaios em multi-estágios terão VDP constante.
- Os módulos de resiliência medidos durante os ensaios de deformações permanentes mostram comportamentos diversos. Para níveis mais baixos de tensão desvio os módulos apresentaram um aumento significativo (cerca de 100 kPa) seguido de estabilização. Para maiores níveis de tensão, os módulos apresentaram uma queda inicial seguida por um enrijecimento, em geral retornando ao seu valor inicial.

Quanto à avaliação conjunta de resistência e deformabilidade:

- Foi proposto um método de avaliação conjunta dos ensaios triaxiais estáticos e dinâmicos. A partir dos ensaios de deformações permanentes foi definida uma

envoltória de resistência mobilizada que limita o aparecimento de deformações permanentes. Para estados de tensões abaixo da envoltória, as deformações permanentes não atingirão o critério de ruptura até o número de ciclos para o qual a envoltória foi definida.

- A análise paramétrica realizada avaliou estruturas delgadas, médias e espessas, com bases constituídas pelas britas GUm, GU2, GG1 (GC = 90%) e GG1 (GC = 100%) solicitadas por 82, 100 e 120 kN. As estruturas com base de brita GUm apresentaram um bom comportamento, conforme sugeriram os resultados dos ensaios de laboratório. Porém a estrutura delgada analisada ficou fortemente sujeita a afundamentos de trilha de roda. As estruturas constituídas por bases de brita GU2 e GG1 (GC = 90%) mostraram-se inadequadas para emprego como bases de pavimentos flexíveis, pois romperiam por cisalhamento. A brita GG1 (GC = 100%) mostrou-se muito resistente e pouco deformável. Quando empregada em estruturas espessas e médias demonstrou um comportamento adequado para mais de 5×10^6 ciclos de carga e a estrutura delgada para mais de 2×10^6 ciclos de carga.
- Devido ao seu bom comportamento resiliente é possível considerar o emprego da brita GU2 como sub-base ou camada drenante de pavimentos.

Quanto ao emprego da brita GUm em pavimentos permeáveis:

- A brita GUm foi empregada como base de um pavimento permeável (estrutura reservatório) experimental. A evolução da capacidade estrutural (deflexões) e condição funcional (ATR) foi acompanhada por levantamentos realizados durante a execução da base permeável, 1 mês e 6 meses após a liberação do pavimento ao tráfego e estacionamento de veículos de passeio. As deflexões máximas diminuíram e os raios de curvatura aumentaram, evidenciando um enrijecimento do pavimento com o tempo. As deformações permanentes mantiveram-se em níveis baixos (2 a 5 mm). Globalmente a brita GUm mostrou-se adequada para emprego em base de pavimentos permeáveis, desde que se proíba o tráfego de veículos comerciais. Segundo a análise paramétrica realizada, os estados de tensões atuantes na base do pavimento flexível estão abaixo da envoltória de resistência mobilizada obtida para 5×10^6 ciclos de carga.

Análise global:

As análises realizadas proporcionaram uma avaliação do comportamento mecânico dos agregados estudados para emprego em pavimentação.

A brita GG1, com grau de compactação de 100%, mostrou-se um agregado de excelente qualidade quanto à resistência e deformações permanentes, enquadrando-se em todas as especificações do DNER e apresentando um bom comportamento em todas as análises realizadas.

A brita GUm mostrou um comportamento surpreendentemente bom para tensões desvio de até 212 kPa. Seu emprego pode ser considerado em bases de pavimentos permeáveis. A deficiência deste material fica por conta do seu baixo módulo de resiliência.

As britas GU2 e GG1 (GC = 90%) apresentaram comportamento não satisfatório quanto a deformações permanentes, mostrando-se inadequadas para o emprego em bases de pavimentos.

6.2 SUGESTÕES

A abordagem utilizada nesta dissertação admite muitas variações e muitos parâmetros podem ser analisados. A continuidade do trabalho deve ser estimulada e, sendo assim, seguem algumas sugestões para estudos futuros:

- A tensão confinante é uma variável de fundamental importância para o comportamento de agregados e não foi avaliada neste trabalho (foi adotada igual a 21 kPa). A obtenção de parâmetros de deformações permanentes para diversos níveis de σ_3 pode refinar a análise proposta.
- Nesta dissertação foram utilizados corpos-de-prova de 10 x 20 cm. Para os agregados estudados, as pequenas dimensões do corpo-de-prova podem influenciar os resultados prejudicando as análises. A utilização de maiores dimensões pode resolver este problema. O Laboratório de pavimentação (LAPAV) já dispõe uma câmara triaxial para ensaios em corpos-de-prova de 15 x 30 cm (em fase de implantação) e o Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS (LMS) está construindo uma câmara para corpos-de-prova de 25 x 50 cm.

- Como os materiais utilizados em bases de pavimentos apresentam comportamento elástico não linear, a utilização do programa ELSYM5 se torna trabalhosa, pois é necessário um processo iterativo para a convergência dos módulos. A utilização de programas de análise não lineares pode possibilitar a avaliação de outros parâmetros.
- A avaliação de afundamentos de trilhas de roda em pavimentos solicitados pelo Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS pode dar maior confiabilidade aos resultados de laboratório. Ainda, a correlação de parâmetros de campo e de laboratório pode sugerir um fator campo-laboratório (*shift factor*), permitindo uma análise mais realista do comportamento de pavimentos.
- A utilização da análise conjunta de resistência e deformabilidade proposta nesta dissertação em outros materiais, como: solos, misturas de solo-agregado ou outros agregados, pode melhorar a compreensão do comportamento mecânico de pavimentos.
- Estudar detalhes de procedimento de ensaios triaxiais em britas como: penetração de membrana, correção da área do corpo-de-prova, velocidade de deformação, etc.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, P.R.; TUCCI, C.E.M.; GOLDENFUN, J.A. (2000) Análise da Eficiência dos Pavimentos Permeáveis na Redução de Escoamento Superficial. Boletim DAER/RS, pp. 21-28
- ARNOLD G. (2000). Performance Based Specifications for Road Construction and Materials. *Unbound Aggregates in Road Construction*. Rotterdam. p. 183 a 191.
- ARNOLD, G.; HUGHES, D.; DAWSON, A.R.; ROBINSON,DES (2003) Design of Granular Pavements. *Transportation Research Board 1819* pp. 194-200.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182 (1986). Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9895 (1987). Solo – Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro.
- CAPUTO, H.P. (1977). Mecânica dos Solos e suas Aplicações. 5º ed. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos, 242 p.
- CASAGRANDE, F. (2003). **Estudo da Influência do Teor de Finos na Condutividade Hidráulica e Deformabilidade Elástica de Britas**. *Dissertação de Mestrado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 145 p.
- CHRISTORY, J-P.; Abdo, J. (1999) Structures Réservoirs et Aménagements Qualitatifs. **RGRA** no 775.
- CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO – CONTRAN (1998). Resolução nº 12. Limites de Peso e Dimensões para Veículos que Transitem por Vias Terrestres. Brasília.
- DAROUS, J. (2003) **Estudo Comparativo entre Sistemas de Cálculo de Tensões e Deformações Utilizados em Dimensionamento de Pavimentos**. *Dissertação de Mestrado*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

- DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL – DAER/RS (2001). Manual de Ensaios. Volume 1. Porto Alegre.
- DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL – DAER/RS ES P 04 (1991). Sub-base Granular. Especificação de Serviço. Porto Alegre.
- DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL – DAER/RS ES P 08 (1991). Base Granular. Especificação de Serviço. Porto Alegre.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER (1996). Manual de Pavimentação. DNER, 2ª edição, Rio de Janeiro.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ME 024 (1994). Pavimento – Determinação das Deflexões pela Viga Benkelman. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ME 035 (1994). Agregados – Determinação da Abrasão *Los Angeles*. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ME 049 (1994). Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia Utilizando Amostras não Trabalhadas. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ME 054 (1994). Equivalente de Areia. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ME 089 (1994). Agregados – Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ME 131 (1994). Solos - Determinação do Módulo de Resiliência. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ME 195 (1994). Agregados – Determinação da Absorção e da Massa Específica do Agregado Graúdo. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ES 301 (1997). Pavimentação – Sub-base Estabilizada Granulometricamente. Especificação de Serviço. Rio de Janeiro.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER ES 303 (1997). Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente. Especificação de Serviço. Rio de Janeiro.
- ERLINGSSON, S.; MAGNUSDOTTIR, B. (2002) Dynamic Triaxial Testing of Unbound Granular Base Course Materials. *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*. Lise p. 989-1000.
- FRANCO, F.A.C.P. (2000) **Um Sistema Para Análise Mecânica de Pavimentos Asfálticos**. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- GARG, N.; THOMPSON, M. R. (1997). Triaxial Characterization of Minnesota Road Research Project Granular Materials. *Transportation Research Record* Washington DC. nº 1577 p. 27 a 36.
- GIDEL, G.; BREYSSE, D.; DENIS, A. (2002). Modeling Unbound Granular Material from Laboratory and Field Measurements. *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields* Lise p. 1001 a 1012.
- GUIMARÃES, A.C. (2001) **Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- HUANG, Y.H. (1993) *Pavement Analyses and Design*. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 805p.

- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. New York: John Wiley. 553p.
- LEKARP, F.; RICHARDSON, I. R.; DAWSON, A. (1996). Influences on Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials. *Transportation Research Record* n° 1547, p. 68 a 75.
- LEKARP, F.; DAWSON, A. (1998) Modeling Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials. *Construction and building Materials*. vol 12 n° 1, p. 9 a 18.
- LEKARP, F. (1999). **Resilient and Permanent Deformation Behaviour of Unbound Aggregates Under Repeated Loading**. *Doctoral Thesis*. Royal Institute of Tecnology at Stockholm, Sweden.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. (2000). State of the Art – II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. American Society of Civil Engineers (ASCE) *Journal of Transportation Engineering*. vol. 126, p. 76 a 83.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U. (2000). Development of a Large-Scale Triaxial Apparatus for Characterization of Granular Materials. *International Journal of Road Materials and Pavement Design*. vol. 1 n° 2, p. 165 a 196.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U. (2001). The Effects of Grading Scale on Repeated Load Triaxial Tests Results. *International Journal of Pavement Engineering*. vol. 2, n° 2, p. 85 a 101.
- MARMIER, F. (1999) Structures Réservoirs Bilan de Dix Ans à Rezé. RGRA no 771.
- MEDINA, J. (1997). *Mecânica dos Pavimentos*. Rio de Janeiro: Editora UFRJ. 380 p. 23 cm.

- NIEKERK, A. A. van; SCHEERS J. van; MURAYA, P.; KISIMBI, A. (2000). The Effect of Compaction on the Mechanical Behaviour of Mix Granulate Base Course Materials and on Pavement Performance. *HERON* . vol. 45, n° 3, p. 197 a 218.
- NIEKERK, A.A. van; MOLENAAR, A.A.A.; HOUBEN,L.J.M. (2002) Efecte of Material Quality and Compaction on the Mechanical Behaviour of Base Course Materials and Pavement Performance. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Correia & Branco (eds), Lisse, ISBN 90 5809 397 2
- PREUSSLER, E. S. (1978) **Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- RAINBAULT, G.; ANDRIEU, H.; BERTHIER, E.; JOANNIS, C.; LEGRET, M. (2002) Infiltration des Eaux Pluviales à Travers les Surfaces Urbaines des Revêtements Impermeables aux Structures-Réservoirs. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées.
- SAAED, A.; HALL JR, J.W.; BARKER, W. (2001) Performance Related Tests of Aggregates for Use in Unbound Pavement Layer, *Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research program, Report 453*, 55 p.
- SOUSA PINTO, C. (2002) Curso Básico de Mecânica dos Solos,São Paulo, Oficina de Textos, 355 p.
- TAN, S.A.; FWA, T.F.; CHAI, K.C. (2003). Drainage Design of Porous Pavement System for Urban Runoff Control. Transportation Research Board. Annual Meeting. Washington DC.
- THEYSE, H. L.(1997). Machanistic-Empirical Modelling of the Permanent Deformation of Unbound Pavement Layers. *Eighth International Conference on Asphalt Pavements*. Seattle. Vol II p. 1579 a 1594.

- THEYSE, H. L.(2000). The Development of Mechanistic-Empirical Permanent Deformation Design Models for Unbound Pavement Materials from Laboratory and Accelerated Pavement Test Data. *Unbound Aggregates in Road Construction*. Rotterdam. p. 285 a 293,
- WERKMEISTER, S.; NUMRICH, A.; WELLNER, F. (2000). Resilient and Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials. *Unbound Aggregates in Road Construction*, Dawson (ed) Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 1473.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A.; WELLNER, F. (2001). Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and the Shakedown Concept. *Transportation Research Record* n°1757, p. 75 a 81.