

Estudo de Resistência ao Cisalhamento e Deformações Permanentes de Britas para Pavimentos Rodoviários

Fevereiro, 2005

ANEXO II

ESTUDO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E DEFORMAÇÕES PERMANENTES DE BRITAS PARA PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

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, este estudo tem 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.

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 ½"	¾"	1 ½"	¾"		
2"	100	-	100	-	-	-
1 ½"	90-100	-	90-100	-	-	-
1"	-	100	-	100	100	100
¾"	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
Peneiras	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
Nº10	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70	40 – 100	55 – 100	± 5
Nº40	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):

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

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.

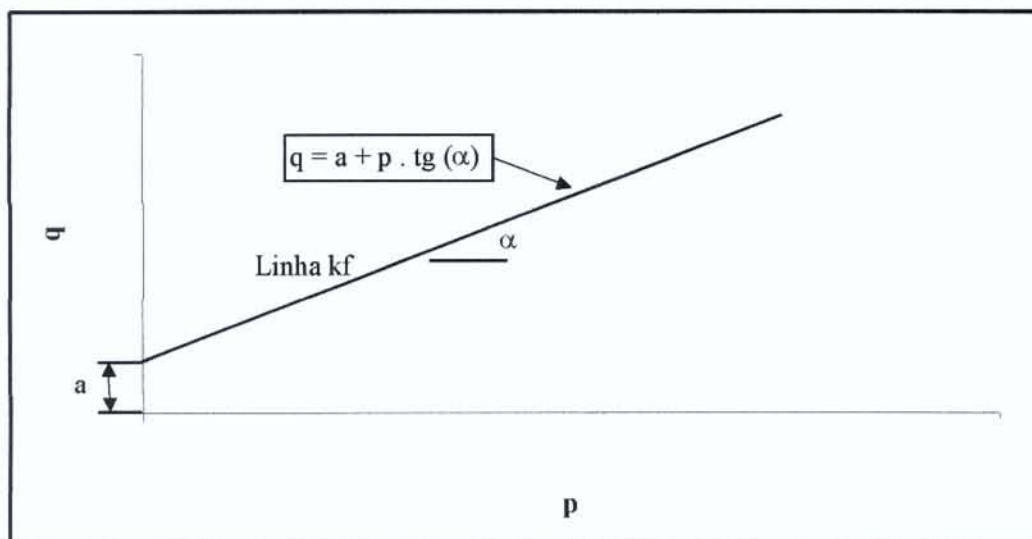


Figura 2.1 – Diagrama q x p (Lambe e Whitman, 1969)

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

$$\operatorname{sen}(\phi') = \operatorname{tg}(\alpha) \quad (2.5)$$

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

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 ($\sigma_{1,r}$). 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)	φ' (°)
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 sequência 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	--	--	100	--	65-90	40-70	25-50	10-30	4-12
sp									
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)	ϕ' (°)
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)			ϕ' (°)		
		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
<i>Clinker ash</i>		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 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

* 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”.

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)	ϕ' (°)
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 $Mr-\sigma_3$ (módulo em função da tensão confinante) e $Mr-\theta$ (módulo em função do somatório das tensões principais).

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

$$Mr = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.7)$$

Onde:

- Mr 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	ω	γ_d	K- θ			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	571 9	0,24	0,70	625 2	0,14	0,09	0,71	751 6	0,15	0,08	0,97
CL-1F sp	8,3	20,3	391 7	0,44	0,98	354 3	0,62	- 0,20	1,00	794 2	0,07	0,35	0,99
CL-3 sp	8,0	20,5	201 2	0,65	0,99	177 4	0,88	- 0,25	1,00	557 4	0,13	0,50	0,98
CL-3 sp	6,8	20,3	270 7	0,60	0,99	242 0	0,81	- 0,22	0,99	692 2	0,13	0,46	0,98
CL-4 sp	9,4	21,1	646 0	0,20	0,89	576 4	0,42	- 0,24	0,94	992 5	- 0,05	0,24	1,00
CL-4 sp	7,9	20,8	241 0	0,60	0,94	203 3	0,91	- 0,34	0,95	663 2	0,06	0,51	0,90
CL-5 sp	6,8	21,9	382 7	0,45	0,88	318 1	0,79	- 0,37	0,91	884 2	- 0,02	0,44	0,93
CL-5 sp	7,7	22,3	535 8	0,32	0,93	498 0	0,45	- 0,15	0,94	898 3	0,05	0,26	0,98
CL-6 sp	6,3	21,5	258 3	0,64	1,00	264 7	0,59	0,05	1,00	573 6	0,30	0,34	0,99
CL-6 sp	5,4	21,3	280 7	0,64	1,00	273 7	0,68	- 0,05	1,00	670 7	0,24	0,39	0,99
CL-6 sp	7,3	21,0	320 6	0,62	1,00	322 5	0,61	0,01	1,00	712 1	0,27	0,35	0,99
CL-6 sp	6,3	2,23	459 7	0,57	1,00	447 8	0,62	- 0,05	1,00	100 49	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).

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

$$Mr = k_1 \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{3,0}} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{d,0}} \right)^{k_3} \quad (2.12)$$

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)
- $\theta_o, \sigma_{3,0}, \sigma_{d,0}$ 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	R ²
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.

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

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

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

Onde:

- $\varepsilon_{l,p}(N)$ é a deformação permanente axial total
- $\varepsilon_{l,p}(100)$ 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)	$\varepsilon_{l,p}(100)$ (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
	296,1	117,5	7,10	14,42	0,049	0,973
Calcáreo	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

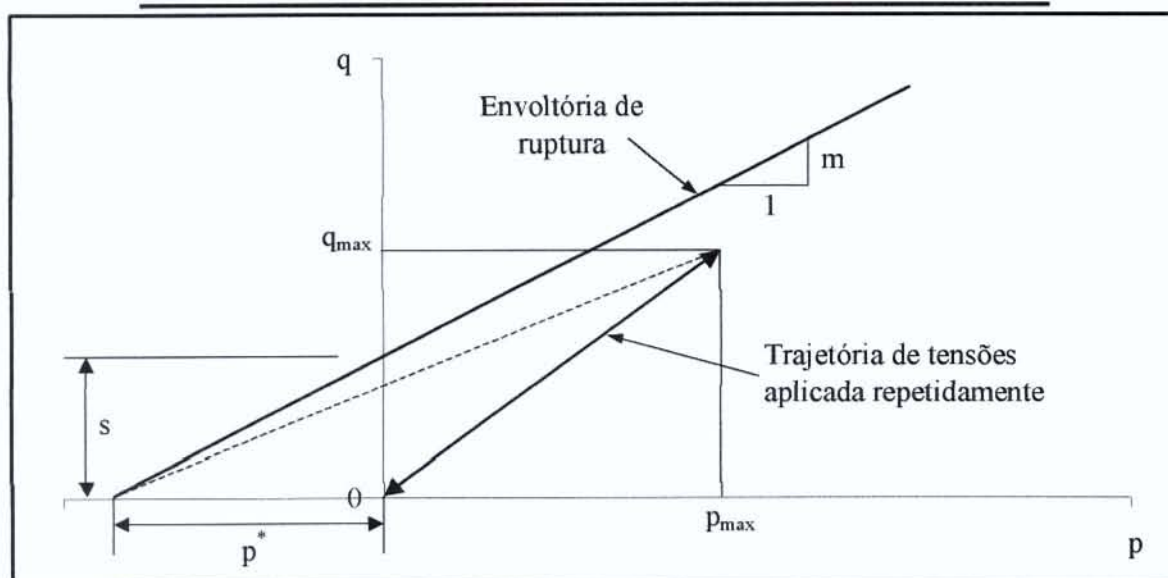


Figura 2.2 – Definição dos parâmetros dos modelos (2.15) e (2.16) (Lekarp *et al.*, 1996)

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.

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

Onde:

- $A = a_1 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{a_2}$
- $B = b_1 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{b_2}$
- $C = c_1 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{c_2}$
- $D = d_1 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{d_2}$
- N é número de aplicações cíclicas de carga
- σ_1 é a tensão vertical aplicada
- $\sigma_{1,f}$ 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	ε_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 consequências 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 .

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

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):

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

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

$$PD = 18 \times 10^{-6} \times N^{0,813} \times (e^{B\sigma_v} - 1) \quad (2.24)$$

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).

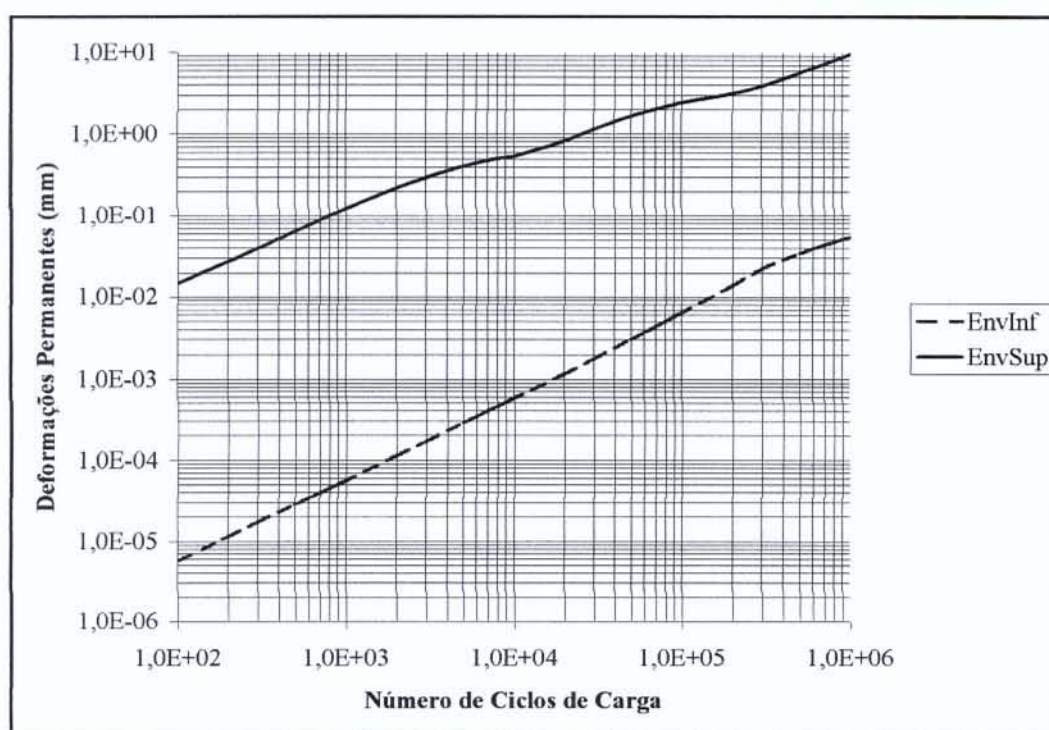


Figura 2.3 – Envoltórias de deformações permanentes (Theyse, 1997)

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	$6,5 \times 10^{-3}$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Casagrande (2003) avaliou as características de deformabilidade elástica de britas de basalto provenientes da pedreira 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 N° 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	mín.	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	ω_{ot} (%)	γ_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.

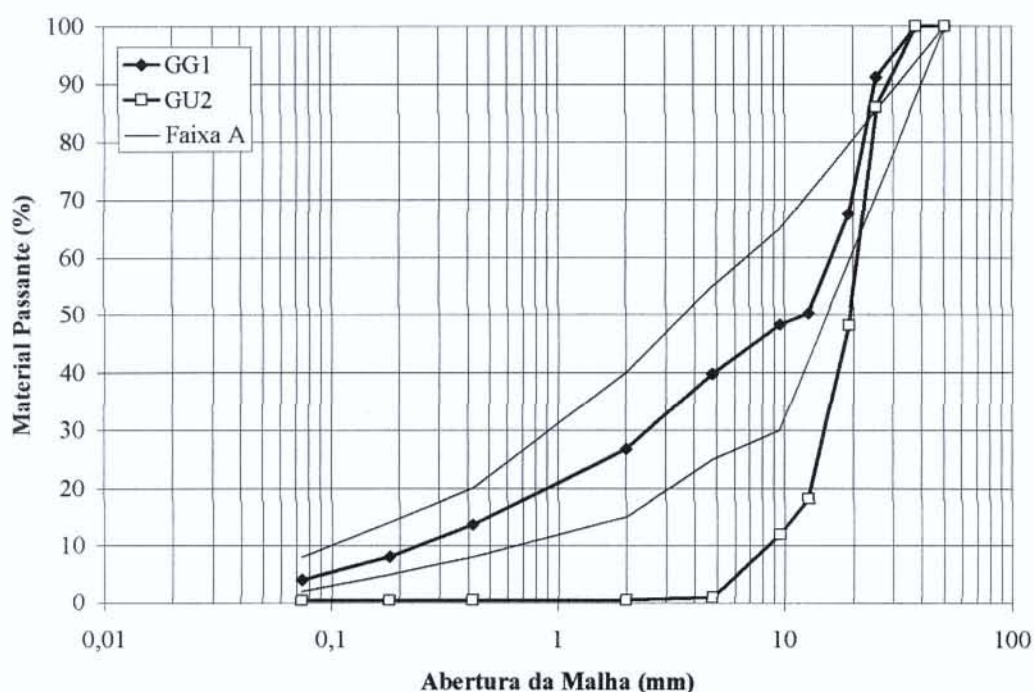


Figura 3.1 – Composições granulométricas GG1 e GU2 estudadas por Casagrande (2003)

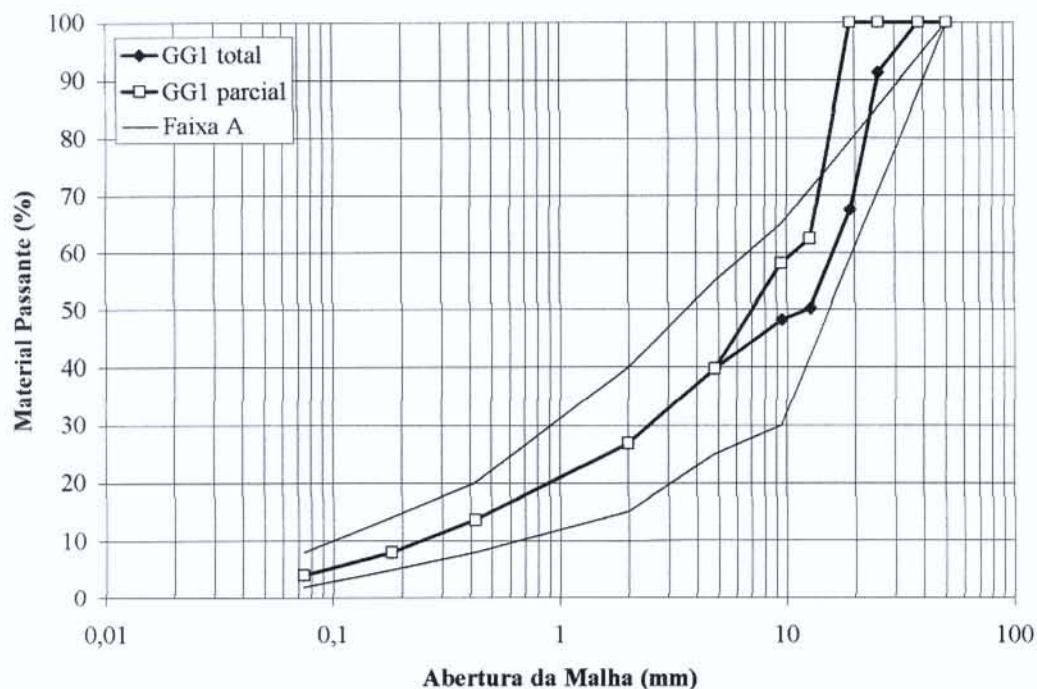


Figura 3.2 – Influência do escalpo na granulometria GG1, estudada por Casagrande (2003)

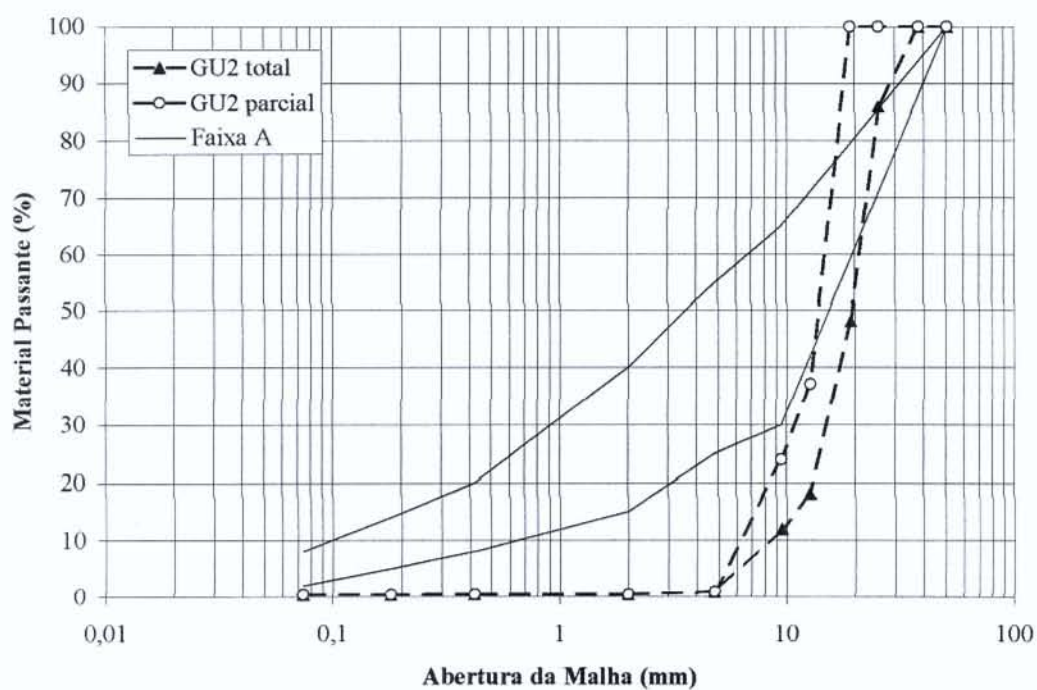


Figura 3.3 – Influência do escalpo na granulometria GU2, estudada por Casagrande (2003)

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.

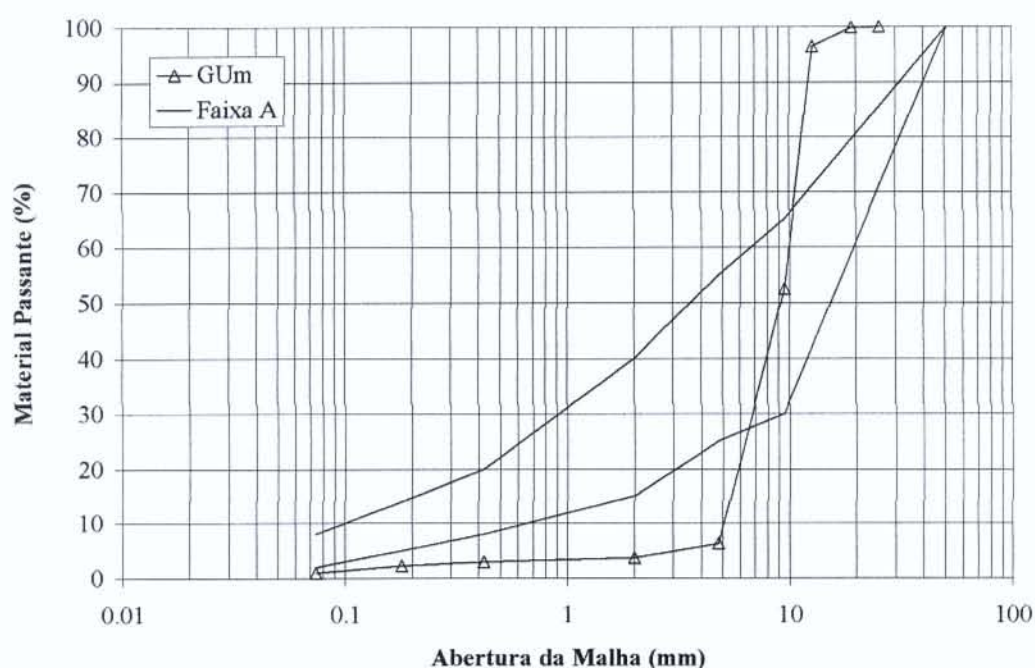


Figura 3.4 – Composição granulométrica GUm

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"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 80	Nº 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)

$$Cu = CNU = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (3.1)$$

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:

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

A Tabela 3.5 apresenta os valores de C_u 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 gráudo 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 gráudo 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.

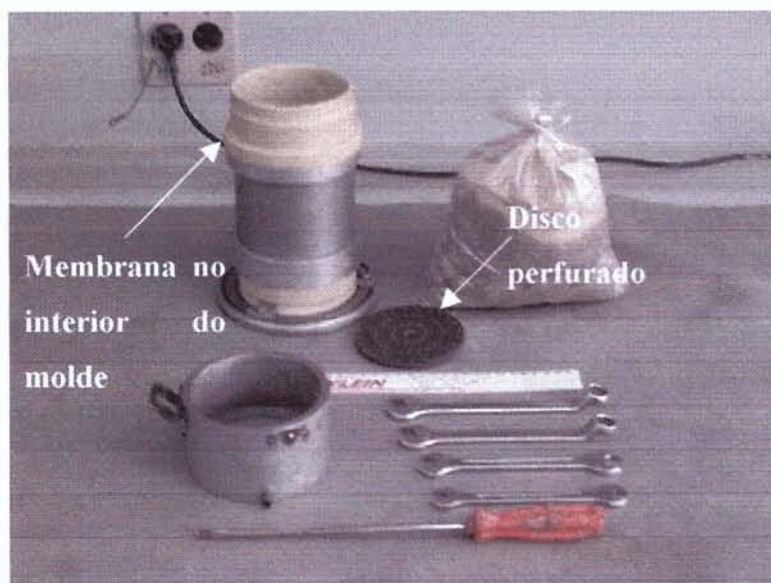


Figura 3.5 – Equipamentos para a moldagem dos CPs

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.

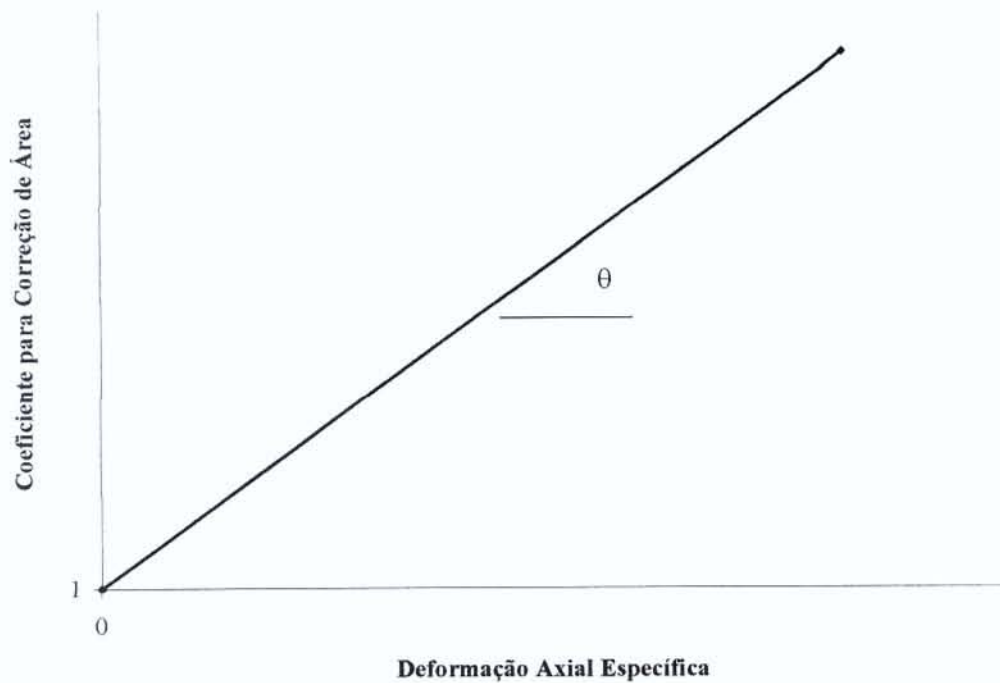


Figura 3.6 – Coeficientes para correção da área dos corpos de prova

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

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.

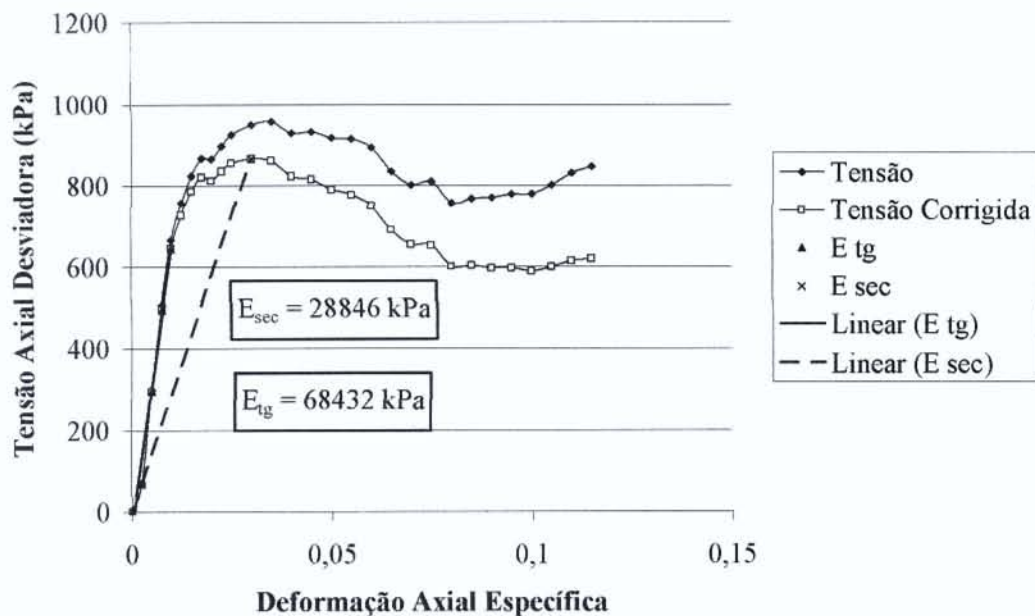


Figura 3.7 – Curvas tensão-deformação para a brita GG1 (GC = 90%), $\sigma_3 = 100$ kPa

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):

$$\varepsilon_R = \frac{\Delta h}{H_o} \quad (3.3)$$

Onde:

- ε_R é a deformação resiliente específica
- Δh é a variação da altura do corpo de prova em cada ciclo de carga
- H_o 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.

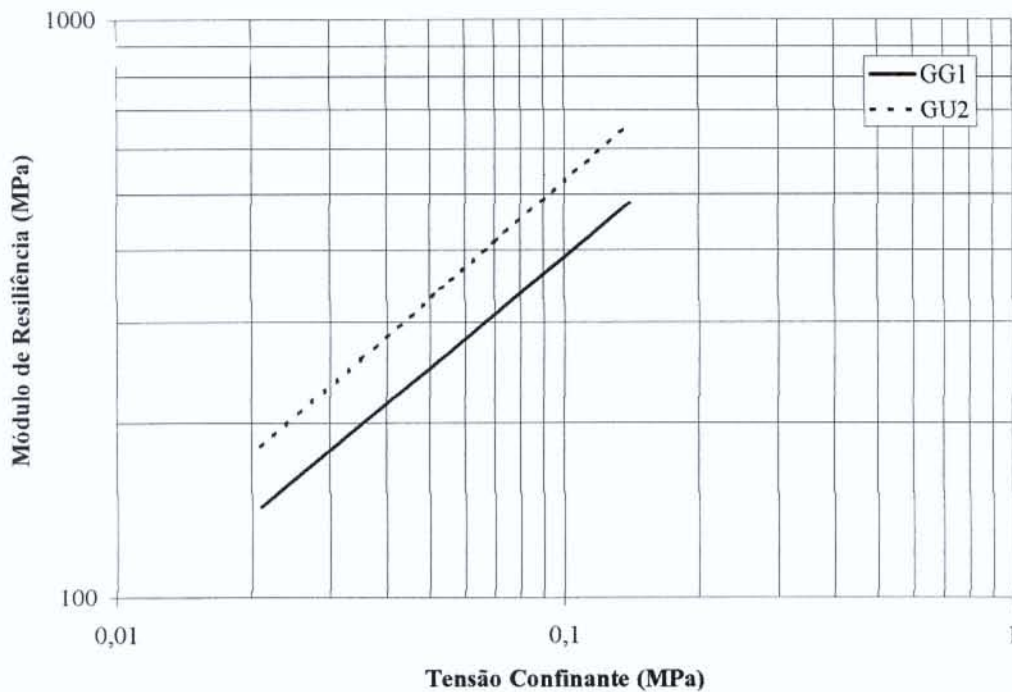


Figura 3.8 – Módulos de resiliência obtidos por Casagrande (2003)

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.

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

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

Onde:

- Mr é o módulo de resiliência em MPa

σ_3 é a tensão confinante em MPa

4 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 peramétrica 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.

Cabe salientar que a referida pesquisa gerou a configuração de uma dissertação de Mestrado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul – RS, intitulada ***“COMPORTAMENTO MECÂNICO DE BRITAS EMPREGADAS EM***

PAVIMENTAÇÃO “ na qual pode ser adquirida ou acessada através do site www.ufrgs.br , com maior detalhamento dos ensaios, procedimentos e resultados obtidos.

Outrossim, embora a presente pesquisa tenha sido direcionada para um cunho mais teórico do que prático, a pesquisa foi de grande valia para o progresso tecnológico do estado e do país visto que a mesma gerou uma gama de dados ligados a camadas de base e sub-base de pavimentos rodoviários, e que, a partir desta pesquisa novas tecnologias irão surgir gerando uma grande cadeia hereditária de informações que, sem sombra de dúvida, servirão como alicerce para descoberta de outros materiais ou complementos de equipamentos cada vez mais modernos os quais possibilitem maior qualidade nos serviços prestados.