

---

## CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

### 2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, inicialmente, são apresentados os procedimentos laboratoriais usados para a determinação do módulo de resiliência, como: sistemas de aplicação de carregamento, duração do ciclo de carregamento, número de repetições de carga e níveis de tensão e sistemas de medidas dos deslocamentos resilientes, bem como, as características do corpo-de-prova e método de compactação usual.

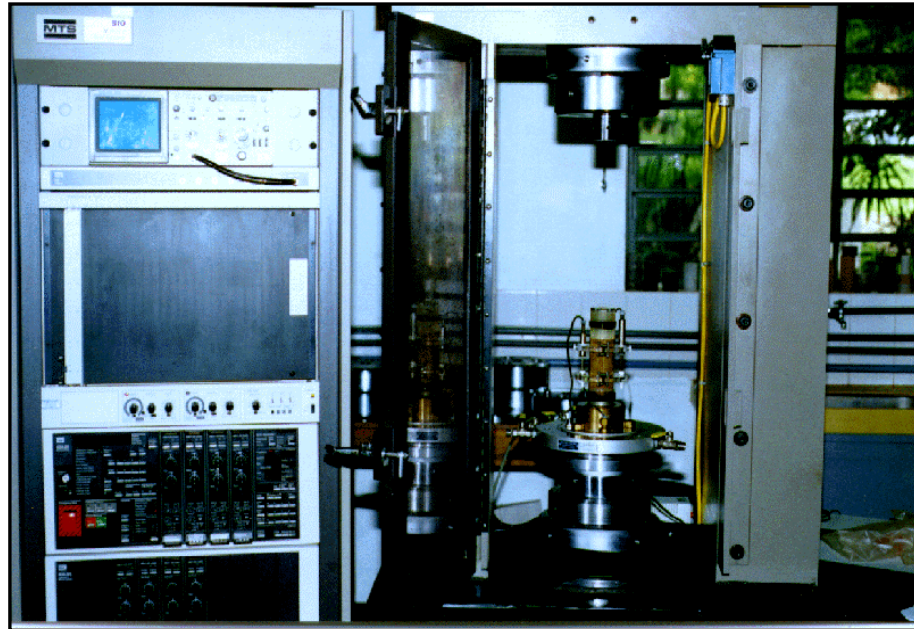
Em seguida, são mostradas relações matemáticas usadas para representar o módulo de resiliência em função do estado de tensões e finalmente, são apresentadas relações usadas para avaliá-lo a partir de resultados de ensaios mais simples que o triaxial cíclico.

### 2.2 ENSAIOS

O módulo de resiliência pode ser determinado, em laboratório, através de ensaios triaxiais cíclicos, sendo estes os mais utilizados em pesquisas da área.

Este tipo de ensaio requer equipamentos sofisticados e de grande precisão, como: sistema pneumático de carregamento, célula de carga, sistemas de medida das deformações axiais através dos LVDTs (*Linear Variable Differential Transducer*), regulador de pressão para a aplicação da tensão desvio e de confinamento, bem como um programa computacional para monitorar, registrar e armazenar as informações obtidas no decorrer do ensaio. A figura 2.1 mostra a

prensa e os controles eletro-eletrônicos para a aplicação das pressões axiais cíclicas do equipamento existente no Departamento de Geotecnia da EESC/USP.



**FIGURA 2.1 – Painel de controle e a prensa responsável pelo ensaio triaxial cíclico, juntamente com a base da câmara triaxial e os LVDTs fixados no corpo-de-prova.**

### **2.3 CARACTERÍSTICAS DO CORPO-DE-PROVA**

- **Dimensões do corpo-de- prova**

As normas da AASHTO TP46-94 e do DNER-ME 131/94 preconizam que o corpo-de-prova tenha formato cilíndrico e dimensões tais que a relação altura/diâmetro seja aproximadamente dois.

A granulometria do material é um fator importante no tocante à determinação das dimensões do corpo-de-prova. Pela norma DNER 131/94, o diâmetro do corpo-de-prova deve ser, no mínimo, igual a quatro vezes o diâmetro máximo dos grãos do solo a ser ensaiado.

A norma AASHTO TP46-94 recomenda que materiais com menos de 70% passados na peneira #2,00mm e apresentem índice de plasticidade menor ou igual a dez sejam moldados, para o ensaio triaxial cíclico, em corpos-de-prova cilíndricos

com diâmetro de 15cm e 30cm de altura ou com diâmetro de 7,1cm e 14,2cm de altura, se as características dos solos forem diferentes.

CLAROS *et al.* (1990) e MOTTA *et al.* (1990) determinaram que o diâmetro mínimo do corpo-de-prova deve ser no mínimo igual a cinco vezes o diâmetro máximo dos grãos dos solos usados no experimento.

MOTTA *et al.* (1990) ensaiaram corpos-de-prova de 5, 10 e 15 cm de diâmetro, a fim de estudar o efeito da granulometria e do tamanho do corpo-de-prova no valor do módulo de resiliência. Neste estudo, MOTTA *et al.* (1990) verificaram que as amostras de solos moldadas nos cilindros de 5 cm de diâmetro perderam 23% da parte grossa da sua granulometria por terem sido moldados somente com partículas menores ou iguais a 1/5 do diâmetro do molde; já os corpos-de-prova de 10 e 15 cm de diâmetro tiveram 4% de sua parte grossa escalpelada.

Assim, MOTTA *et al.* (1990) constataram que os corpos-de-prova de 10 e 15 cm de diâmetro são indicados para ensaiar materiais granulares lateríticos e que os cilindros de 5 cm de diâmetro forneceram valores de módulo resiliente entre 2,5 e 3,5 vezes maiores quando comparados aos valores obtidos com os cilindros de maior diâmetro.

A tabela 2.1 contém algumas dimensões de corpos-de-prova que foram utilizados nas pesquisas apresentadas no decorrer deste capítulo.

**TABELA 2.1 – Dimensões usuais de corpos-de-prova pesquisadas na literatura**

<b>AUTORES</b>	<b>DIÂMETRO (cm)</b>	<b>ALTURA (cm)</b>
<b>MEDINA &amp; PREUSSLER (1980)</b>	5	10
<b>CARDOSO (1988)</b>	10	20
<b>SWEERE &amp; GALJAARD (1988)</b>	10	20
<b>MOTTA <i>et al.</i> (1990)</b>	5, 10 e 15	10, 20 e 30
<b>BERNUCCI (1995)</b>	8	16
<b>UZAN (1999)</b>	15	30

Pela tabela podemos constatar que a relação altura/diâmetro mais usual dos corpos-de-prova, no tocante à realização dos ensaios triaxiais cíclicos, é igual a dois.

- **Métodos de compactação**

Os principais métodos de compactação utilizados na preparação das amostras são: compactação por vibração (HICKS & MONISMITH, 1971; ALLEN & THOMPSON, 1974; CLAROS *et al.*, 1990; CHEN *et al.*, 1994), compactação por soquete (MEDINA & PREUSSLER, 1980; UZAN, 1999, MUHANNA *et al.*, 1999) e compactação estática (SEED *et al.*, 1958; THOMPSON & ROBNETT, 1979; MUHANNA *et al.*, 1999).

MUHANNA *et al.* (1999) realizaram um estudo comparativo entre dois métodos de compactação, por soquete e estática. Estes autores ensaiaram dois tipos de solos coesivos (A-6 e A-5, segundo a classificação da AASHTO) e concluíram que o método de compactação estática não apresenta influência no valor do módulo de resiliência desses materiais quando comparado com o módulo de resiliência determinado a partir de corpos-de-prova compactados por soquete.

As condições de umidade durante a compactação exercem grande influência no módulo de resiliência, especialmente, na deformação resiliente sob determinada tensão desvio. O módulo diminui muito com o aumento da umidade de compactação. Portanto, a compactação na umidade ótima ou abaixo desta é recomendável.

Segundo PREUSSLER (1983)<sup>3</sup> apud BERNUCCI (1995), no caso dos solos granulares, para baixas tensões confinantes, os solos compactados no ramo seco da curva de compactação apresentam módulo resiliente bem maior que os solos compactados no ramo úmido. Porém, a variação do módulo resiliente com a tensão confinante é maior para solos compactados no ramo úmido. Assim, para tensões confinante mais altas, os valores dos módulos de resiliência aproximam-se, não se

---

<sup>3</sup> PREUSSLER, E.S.(1983). *Estudo da Deformação Resiliente de Pavimentos Flexíveis e Aplicação ao Projeto de Camada de Reforço*. Tese de Doutorado. COPPE – UFRJ.

percebendo mais diferenciações de comportamento devidas à umidade de compactação.

Já os solos coesivos compactados no ramo úmido apresentam módulos resilientes praticamente constantes com a tensão desvio aplicada e com valores bem menores que os solos compactados no ramo seco, que por sua vez, mostram grande variação de módulo resiliente em faixas de baixas tensão desvio.

A norma AASHTO TP 46-94 recomenda que os corpos-de-prova de solos granulares sejam compactados por vibração em seis camadas e que os solos classificados como coesivos sejam compactados estaticamente em cinco camadas. A norma do DNER não especifica o método de compactação dos corpos-de-prova a ser utilizado nos ensaios triaxiais cíclicos.

## **2.4 EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTOS PARA O ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO**

- **Sistema de aplicação do carregamento**

O tipo de carregamento usado neste ensaio procura simular a passagem de uma roda de veículo por um ponto na superfície do pavimento devido o efeito produzido pela tensão vertical repetidamente no subleito ou em uma camada componente do pavimento.

O sistema de aplicação de carregamento é pneumático, onde a força axial é aplicada alternada e rapidamente no topo da amostra por um pistão, através da transferência de pressão (ar) conduzida pelos reguladores de pressão do sistema. O tempo de duração e frequência do carregamento são controlados por um dispositivo mecânico digital (*“timer”*).

- **Duração e frequência do ciclo de carregamento**

Um ciclo de carregamento é o somatório do tempo de aplicação da carga e do tempo de repouso entre aplicações sucessivas. A norma ASSHTO TP46-94 preconiza que o ciclo de carregamento seja de 1 s, onde 0,1 s de aplicação de

carregamento e 0,9 s de período de repouso, o que corresponde uma frequência de 60 ciclos por minuto ou 1 Hz.

HICKS & MONISMITH (1971) e PUMPHREY & LENTZ (1986) utilizaram em seus ensaios triaxiais cíclicos uma frequência de 60 ciclos por minuto e 20 ciclos por minuto, respectivamente, e tempo de aplicação de carga de 0,10 s. HICKS & MONISMITH (1971) e ALLEN & THOMPSON (1974) constataram que a duração do período de carregamento possui pequena influência no valor do módulo de resiliência obtido, quando o tempo de carregamento situa-se entre 0,10 a 0,25 segundos.

BARKSDALE (1971) investigou o formato do pulso de carregamento em várias seções de pavimentos flexíveis. Os resultados dessa investigação indicaram que o formato do pulso de carregamento varia amplamente com a profundidade das camadas do pavimento, sendo que, próximo da superfície o formato do pulso de carregamento é senoidal e com o aumento da profundidade, próximo ao subleito, este se torna triangular.

Segundo BARKSDALE (1971) os fatores que influenciam o formato do pulso de carregamento são: geometria e rigidez da estrutura do pavimento, a velocidade do veículo trafegando na superfície do pavimento, tipo de eixo do veículo, eixo de rotação das tensões principais e características do solo.

MEDINA & PREUSSLER (1980) afirmaram que os valores de módulo de resiliência não sofrem alterações quando os ensaios triaxiais cíclicos são executados com a frequência de aplicações de carregamento variando de 20 a 60 ciclos por minuto e duração de 0,86 a 2,86 segundos, com corpos-de-prova moldados em teores de umidade próximos do ótimo.

CHEN *et al.* (1994), utilizaram a duração do ciclo de carregamento 1,8 s, sendo 0,6 s de tempo de aplicação de carga e 1,2 s de período de repouso, como ilustra a figura 2.2.

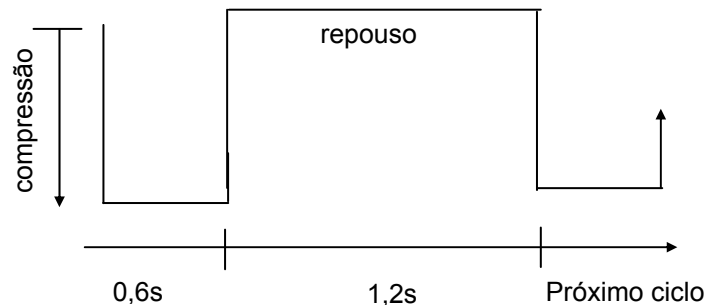


FIGURA 2.2 – Carregamento utilizado no estudo de CHEN *et al.* (1994)

Segundo a norma AASHTO TP 46-94, o pulso de carga deverá obedecer ao formato semi-seno reverso conforme representado pela figura 2.3.

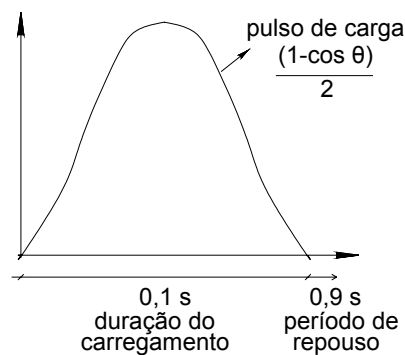


FIGURA 2.3 – Formato do pulso de carregamento segundo a norma AASHTO TP 46-94

- **Número de repetições de carga e níveis de tensão**

Os ensaios triaxiais cíclicos são realizados em duas etapas de aplicação de carga. Uma delas é a fase de condicionamento da amostra, cuja finalidade é eliminar as deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de carregamento, como também reduzir o efeito do histórico de tensões no valor do módulo de resiliência. Na segunda são propriamente medidos os deslocamentos resilientes.

A norma DNER-ME 131/94 sugere que, para solos arenosos ou pedregulhosos, o ensaio seja realizado em 21 fases, sendo que as três primeiras

são para o condicionamento da amostra, onde  $\sigma_d$  varia de 70 a 315 kPa e  $\sigma_3$  de 70 a 105 kPa e as restantes são para as medidas de deformações resilientes, com  $\sigma_d$  variando de 21 a 420 kPa e  $\sigma_3$  de 21 a 140 kPa. Já para solos argilosos ou siltosos esta norma sugere que o ensaio seja realizado em 8 fases, sendo as cinco primeiras destinadas ao condicionamento da amostra, nas quais  $\sigma_d$  é de 70 kPa e  $\sigma_3$  de 21 kPa, e as outras três são para as medidas de deformações, com  $\sigma_d$  variando de 21 a 210 kPa e  $\sigma_3$  constante e igual a 21 kPa.

A norma AASHTO TP46-94 estabelece que, para solos usados como materiais de subleito, o ensaio triaxial cíclico seja realizado em 16 fases, sendo a primeira fase de condicionamento (com aplicação de 500 a 1000 ciclos de carregamento), na qual a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) é igual a 24,8 kPa e a tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ) igual a 41,4 kPa, e as 15 fases seguintes são destinadas às leituras das deformações, com  $\sigma_d$  variando de 12,4 a 62,0 kPa e  $\sigma_3$  de 41,4 a 13,8 kPa. Este ensaio também será realizado em 16 fases para os solos de base e sub-base. A primeira fase é de condicionamento, com  $\sigma_d$  igual a 93,1 kPa e  $\sigma_3$  igual a 103,4 kPa, e as fases subseqüentes (medida das deformações resilientes), com  $\sigma_d$  variando de 18,6 a 248,2 kPa e  $\sigma_3$  variando de 20,7 a 137,9 kPa.

HICKS & MONISMITH (1971) verificaram que o valor do módulo de resiliência de materiais granulares não varia significativamente com o número de repetições da tensão desvio ( $\sigma_d$ ) e propuseram que após de 50 a 100 repetições de  $\sigma_d$  pode-se caracterizar o comportamento resiliente destes materiais.

- **Sistemas de medidas dos deslocamentos resilientes**

BURCZYK *et al.* (1994) realizou ensaios triaxiais cíclicos em amostras de solos coesivos do subleito de Wyoming (EUA). Estes ensaios foram conduzidos com dois tipos de medidas de deslocamentos resilientes, uma delas feita com dois LVDTs fixados no pistão de carga (lado de fora da câmara triaxial) e a outra com três LVDTs fixados no corpo-de-prova. Analisando os resultados obtidos, BURCZYK *et al.* (1994) constataram que os LVDTs fixados no corpo-de-prova apresentaram maiores valores de módulo de resiliência do que aqueles fixados no pistão de carga.



MOHAMMAD *et al.* (1994) afirmaram que os LVDTs localizados externamente à câmara triaxial são de fácil instalação e manuseio. Entretanto, este tipo de medida apresenta discrepâncias no valor do módulo de resiliência pelo fato das medidas fornecidas sofrerem influência de deformabilidade de todo o sistema triaxial e irregularidades no contato com o corpo-de-prova. A fim de eliminar estes erros, MOHAMMAD *et al.* (1994) recomendam a realização dos ensaios triaxiais com os LVDTs instalados diretamente no terço médio dos corpos-de-prova (sistema interno de medidas).

Segundo SCHOLEY *et al.* (1995), medidas de pequenos níveis de deformação resiliente devem ser realizadas em equipamentos capazes de medir com exatidão deformações menores que  $10^{-5}$ , sendo que tal exatidão pode ser obtida a partir de deformações determinadas com os LVDTs localizados no interior da câmara triaxial.

PING & YANG (1998) executaram ensaios triaxiais cíclicos em cinco tipos de materiais granulares coletados de diferentes subleitos de rodovias da Flórida (EUA). Neste estudo, PING & YANG (1998) efetuaram, a fim de comparação, dois tipos de medidas de deslocamentos resilientes, onde quatro LVDTs são localizados no interior da câmara triaxial.

Uma dessas medidas foi realizada com dois LVDTs fixados no terço médio do corpo-de-prova e a outra com dois LVDTs fixados nas extremidades do corpo-de-prova. Estes autores, afirmaram que as medidas obtidas com os LVDTs fixados no terço médio do corpo-de-prova mostraram-se mais apropriadas para o cálculo do módulo de resiliência dos solos ensaiados.

Analisando os trabalhos publicados sobre a determinação do módulo de resiliência se conclui que os ensaios triaxiais cíclicos realizados com os LVDTs posicionados no interior da câmara triaxial e fixados no terço médio do corpo-de-prova são eficientes para a medida dos deslocamentos resilientes.

## 2.5 RELAÇÕES ENTRE O $M_R$ E AS TENSÕES APLICADAS

Inúmeras pesquisas comprovam que o comportamento resiliente dos solos é afetado por vários fatores, entre eles: natureza do material (constituição granulométrica, textura, plasticidade da fração fina) umidade, densidade e o estado de tensões.

Visto que o módulo de resiliência de um solo é largamente influenciado pelo estado de tensão, têm sido propostos modelos matemáticos que representem a sua variação em função da variação das tensões as quais são submetidos.

ALLEN & THOMPSON (1974) representaram a variação do módulo de resiliência de materiais granulares através do primeiro invariante de tensão ( $\theta$ ) e da tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ). Neste estudo foram ensaiados três tipos de materiais, uma brita, um cascalho e uma mistura de brita e cascalho. Foram moldados três corpos-de-prova para cada material, com diferentes energias de compactação.

As tabelas 2.2 e 2.3 apresentam os modelos matemáticos em função do primeiro invariante de tensão e da tensão de confinamento, respectivamente, aplicados por ALLEN & THOMPSON (1974) aos materiais utilizados na pesquisa, como também a umidade ótima e a massa específica seca máxima correspondentes a cada uma das energias de compactação.

ALLEN & THOMPSON (1974) constataram, analisando os valores do coeficiente de determinação e desvio padrão obtidos, que o modelo  $k-\theta$  apresentou melhor desempenho pelo fato de levar em consideração as três tensões principais ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ , e  $\sigma_3$ ) e de o modelo  $k-\sigma_3$  não considerar o efeito da tensão axial ( $\sigma_1$ ) no valor do módulo de resiliência.

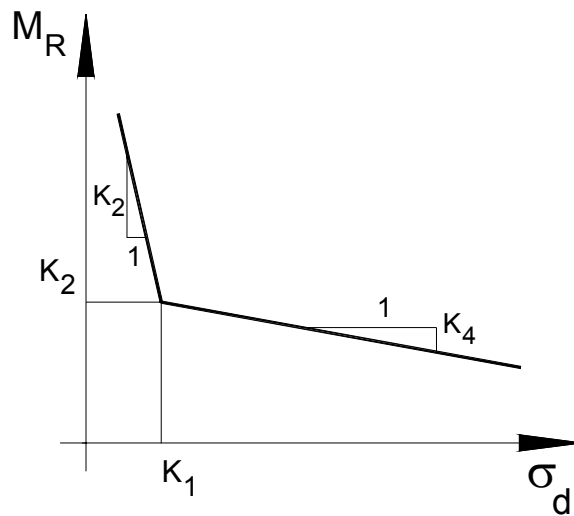
**TABELA 2.2 - Valores dos parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$  e  $R^2$  obtidos do modelo  $k-\theta$  e  $\rho_d$  e  $w$  dos solos estudados por ALLEN & THOMPSON (1974)**

Material	Corpo-de-Prova	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	$R^2$	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w(%)
Brita	HD-1	$M_R = 2376 \cdot \theta^{0,69}$	0,997	2208,0	5,7
	MD-1	$M_R = 4928 \cdot \theta^{0,46}$	0,973	2144,0	6,3
	LD-1	$M_R = 3083 \cdot \theta^{0,59}$	0,962	2080,0	7,0
Cascalho	HD-2	$M_R = 4596 \cdot \theta^{0,50}$	0,741	2230,4	6,3
	MD-2	$M_R = 8016 \cdot \theta^{0,31}$	0,803	2144,0	6,5
	LD-2	$M_R = 2849 \cdot \theta^{0,56}$	0,882	2096,0	6,7
Brita +	HD-3	$M_R = 5989 \cdot \theta^{0,48}$	0,932	2232,0	6,3
	MD-3	$M_R = 6459 \cdot \theta^{0,37}$	0,829	2152,0	6,8
	Cascalho	LD-3	$M_R = 2966 \cdot \theta^{0,60}$	0,882	2096,0

**TABELA 2.3 - Valores dos parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$  e  $R^2$  obtidos do modelo  $k-\sigma_3$  e  $\rho_d$  e  $w$  dos solos estudados por ALLEN & THOMPSON (1974)**

Material	Corpo-de-Prova	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	$R^2$	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w(%)
Brita	HD-1	$M_R = 12454 \cdot \sigma_3^{0,55}$	0,845	2208,0	5,7
	MD-1	$M_R = 14254 \cdot \sigma_3^{0,39}$	0,872	2144,0	6,3
	LD-1	$M_R = 11608 \cdot \sigma_3^{0,53}$	0,909	2080,0	7,0
Cascalho	HD-2	$M_R = 11128 \cdot \sigma_3^{0,54}$	0,803	2230,4	6,3
	MD-2	$M_R = 14729 \cdot \sigma_3^{0,31}$	0,838	2144,0	6,5
	LD-2	$M_R = 8517 \cdot \sigma_3^{0,55}$	0,916	2096,0	6,7
Brita +	HD-3	$M_R = 16433 \cdot \sigma_3^{0,45}$	0,922	2232,0	6,3
	MD-3	$M_R = 13379 \cdot \sigma_3^{0,37}$	0,873	2152,0	6,8
	Cascalho	LD-3	$M_R = 9079 \cdot \sigma_3^{0,58}$	0,914	2096,0

MEDINA & PREUSSLER (1980) adotaram o modelo bi-linear, representado graficamente pela figura 2.4 e descrito através das equações 2.1 e 2.2, para a representação da variação do módulo de resiliência com o estado de tensão de solos coesivos oriundos de subleitos e sub-bases de rodovias brasileiras.



**FIGURA 2.4 – Representação gráfica do modelo bi-linear**

A tabela 2.4 apresenta os parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  e  $k_4$  obtidos através do modelo aplicado ao conjunto de seis amostras de solos coletadas para a realização deste estudo, sendo que três amostras são de solos argilosos e três de solos siltosos.

$$M_R = [k_2 + k_3 (k_1 - \sigma_d)] \text{ para } \sigma_d < k_1 \tag{2.1}$$

$$M_R = [k_2 + k_4 (\sigma_d - k_1)] \text{ para } \sigma_d > k_1 \tag{2.2}$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência ( $\text{kgf/cm}^2$ );

$\sigma_d$  - tensão desvio ( $\text{kgf/cm}^2$ );

$\sigma_3$  - tensão confinante ( $\text{kgf/cm}^2$ );

$k_1, k_2, k_3$  e  $k_4$  - parâmetros de regressão.

**TABELA 2.4 - Valores dos parâmetros  $k_1, k_2, k_3$  e  $k_4$  obtidos do modelo bi-linear aplicado aos solos coesivos (MEDINA E PREUSSLER, 1980)**

Solos argilosos	Solos siltosos
$k_1 = 0,7 \text{ a } 1,1$	$K_3 = k_4 = 0$
$K_2 = 2282 \text{ (CBR)} - 7559; 0 \leq k_3 \leq 28953$	$M_R = k_2 = 326 + 67 \text{ (CBR)}$
$K_4 = -2000 \text{ a } -3000, \text{ para } \text{CBR} > 10; k_4 = 0$ para $\text{CBR} < 10$	
$K_2 = 326 + 67 \text{ (CBR)} - k_4 (2-k_1)$	

Obs.: CBR – índice suporte Califórnia (%)

Atualmente, não se tem recorrido ao modelo bi-linear para a representação da variação dos valores do módulo de resiliência, pois, devido às novas ferramentas computacionais, é possível utilizar modelos mais simples, de fácil aplicabilidade e que apresentam um desempenho eficaz.

RADA & WITCZACK (1981) realizaram 101 ensaios triaxiais cíclicos em uma pesquisa desenvolvida na Universidade de Maryland (EUA). Esses ensaios envolveram seis tipos diferentes de materiais granulares: areia siltosa, cascalho arenoso, mistura arenosa, brita, calcáreo e escória. Os totais de 101 resultados de ensaios analisados foram divididos em seis categorias de acordo com os tipos de agregados.

RADA & WITCZACK (1981) propuseram o modelo, descrito pela equação 2.3, para representar a variação do módulo de resiliência dos materiais utilizados na pesquisa por eles desenvolvida. A faixa de variação dos valores dos parâmetros  $k_1$  e  $k_2$  e os respectivos valores do coeficiente de determinação ( $R^2$ ) são apresentados na tabela 2.5.

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (2.3)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em MPa;

$k_1$  e  $k_2$  - parâmetros de regressão;

$\theta$  - primeiro invariante de tensão em MPa.

**TABELA 2.5 - Valores dos parâmetros  $k_1$  e  $k_2$  determinados por RADA & WITCZAK (1981)**

Material	Número de ensaios	$K_1$ médio	Variação de $k_1$	$K_2$ médio	Variação de $k_2$	$R^2$
Areia siltosa	8	1620	710 a 3830	0,62	0,36 a 0,80	0,75
Cascalho arenoso	37	4480	860 a 12840	0,53	0,24 a 0,80	0,82
Mistura arenosa	78	4350	1880 a 11070	0,59	0,23 a 0,82	0,56
Brita	115	7210	1705 a 56670	0,45	-0,16 a 0,86	0,68
Calcáreo	13	14030	5700 a 83860	0,40	0,00 a 0,54	0,92
Escória	20	24250	9300 a 92360	0,37	0,00 a 0,52	0,50

SWEERE & GALJAARD (1988) determinaram o valor do módulo de resiliência de seis tipos de areias usadas na construção de rodovias holandesas através de ensaios triaxiais cíclicos. Os autores utilizaram a equação 2.4 para a representação da variação do  $M_R$  e obtiveram bons coeficientes de regressão, conforme mostrado na tabela 2.6.

$$M_R = k_1 \left( \frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \quad (2.4)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em MPa;

$k_1$  e  $k_2$  - parâmetros de regressão;

$\theta$  - primeiro invariante de tensão em MPa;

$\theta_0$  - tensão de 1MPa.

**TABELA 2.6 - Valores dos parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$  e  $R^2$  obtidos do modelo  $k$ - $\theta$  para os solos estudados por SWEERE & GALJAARD (1988)**

Localidade da areia	Classificação USCS	$k_1$ (MPa)	$K_2$	$R^2$	Corpos-de-prova	
					$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w(%)
Echteld	SP	8,09	0,56	0,92	1,745	12,7
Echten	SP	7,64	0,57	0,96	1,711	13,8
Eems	SP	8,85	0,56	0,96	1,666	12,9
Easter Scheldt	SP	8,80	0,54	0,92	1,666	15,8
Winterswijk	SP	10,53	0,96	0,96	1,698	10,5
Zeijen	SM	9,74	0,52	0,96	1,592	15,1

NAZARIAN & FELIBERTI (1993) propuseram um modelo para a representação da variação do módulo de resiliência de materiais granulares em função da deformação resiliente e do primeiro invariante de tensão, conforme a equação 2.5.

$$M_R = 10^{k_1} \cdot \theta^{k_2} \cdot \varepsilon^{k_3} \quad (2.5)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em ksi;

$k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  - parâmetros de regressão;

$\theta$  - primeiro invariante de tensão em psi;

$\varepsilon$  - deformação resiliente axial variando de  $10^{-3}$  a  $10^{-1}\%$ .

Este modelo apresentou um coeficiente de correlação ( $R^2$ ) de 0,95, comprovando que a admissão da deformação resiliente na relação mostrou-se apropriada para descrever o comportamento resiliente dos materiais ensaiados.

ZAMAN *et al.* (1994) estudaram a variação do módulo de resiliência de agregados encontrados com frequência na construção de camadas de base e sub-base das rodovias de Oklahoma (EUA). Nesta pesquisa, os autores analisaram a influência da granulometria, método de compactação, dimensões do corpo-de-prova

e procedimentos de ensaio. Estes autores propuseram a equação 2.6 para representar a variação do  $M_R$  em função do estado de tensão.

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (2.6)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (MPa);

$\theta$  - primeiro invariante de tensão (KPa);

$k_1, k_2$  - parâmetros de regressão.

A tabela 2.7 apresenta os parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$  e o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) dos seis tipos de agregados utilizados neste estudo: 3 calcários, 1 arenito, 1 granito e 1 riólito.

**TABELA 2.7 – Valores de  $k_1$ ,  $k_2$ , e  $R^2$  obtidos através do modelo proposto por Zaman *et al.* (1994) para os seis tipos de agregados**

Material	$K_1$	$K_2$	$R^2$
Calcário 1	3,409	0,4475	0,80
Calcário 2	4,727	0,3808	0,96
Calcário 3	4,087	0,3912	0,78
Arenito 4	1,502	0,563	0,92
Granito 5	2,170	0,4827	0,93
Riólito 6	2,754	0,4633	0,94

LI & SELIG (1994) realizaram um estudo comparativo entre quatro modelos (bi-linear,  $K-\sigma_d$ , semilogarítmico e hiperbólico) para a representação do módulo de resiliência de solos finos compactados de subleito. Esta comparação foi feita através da análise dos resultados obtidos nos estudos de SEED *et al.* (1962)<sup>4</sup> e THOMPSON & ROBNETT (1979)<sup>5</sup>. Esses modelos são descritos, respectivamente, pelas equações 2.7, 2.8, 2.9, 2.10.

<sup>4</sup> SEED, H. B.; CHAN, C.K.; LEE, C.E. (1962). Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures on asphalt pavement. In: FIRST INT. CONF. ON STRUCT. DESIGN OF ASPHALT PAVEMENT, Ann Arbor.

<sup>5</sup> THOMPSON, M. R.; and ROBNETT, Q. L. (1979). Resilient properties of subgrade soils. *J. Transp. Engrg.*, ASCE, 105(1), 71-89



$$M_R = k_2 + k_3 [k_1 - \sigma_d] \quad k_1 > \sigma_d \quad \text{e} \quad M_R = k_2 + k_4 [\sigma_d - k_1] \quad k_1 < \sigma_d \quad (2.7)$$

$$M_R = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (2.8)$$

$$\log M_R = k_1 - k_2 \sigma_d \quad (2.9)$$

$$M_R = \frac{k_1 + k_2 \sigma_d}{\sigma_d} \quad (2.10)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (MPa);

$\sigma_d$  - tensão desvio (kPa);

$k_1, k_2, k_3, k_4$  - parâmetros de regressão.

A comparação do desempenho destes modelos pode ser realizada pela análise de seus respectivos  $R^2$  apresentados na tabela 2.8:

**TABELA 2.8 – Comparação entre diferentes modelos para a representação do módulo de resiliência (Fonte LI & SELIG, 1994)**

Modelos	Coeficiente de Determinação ( $R^2$ )	
	SEED et al. (1962)	THOMPSON & ROBNETT (1976)
Modelo Bi-linear	1,0	1,0
K- $\sigma_d$	0,92	0,97
Hiperbólico	0,89	0,95
Semi-logarítmico	0,89	0,91

Nesta comparação o modelo bi-linear foi o que apresentou o melhor desempenho com  $R^2 = 1,0$ .

SANTHA (1994) determinou o módulo de resiliência de amostras de solos de subleito, coletadas de 35 diferentes localidades da Geórgia (EUA), as quais foram separadas em solos granulares e coesivos, de acordo com a classificação da AASHTO. Para estes solos, foram propostos dois modelos para a representação da variação do módulo de resiliência, um para solos granulares e o outro para solos coesivos, descritos pelas equações 2.11 e 2.12, respectivamente.

$$M_R = (k_1 P_a) \cdot \left[ \frac{\theta}{P_a} \right]^{k_2} \cdot \left[ \frac{\sigma_d}{P_a} \right]^{k_3} \quad (2.11)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (MPa);

$\theta$  - primeiro invariante de tensão (kPa);

$\sigma_d$  - tensão desvio (kPa);

$P_a$  - pressão atmosférica (kPa);

$k_1, k_2, k_3$  - parâmetros de regressão.

$$M_R = (k_1 P_a) \cdot \left[ \frac{\sigma_d}{P_a} \right]^{k_3} \quad (2.12)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (kPa);

$P_a$  - pressão atmosférica (kPa);

$\sigma_d$  - tensão desvio (kPa);

$k_1, k_3$  - parâmetros de regressão.

As tabelas 2.9 e 2.10 apresentam os parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  obtidos a partir das equações de regressão linear aplicadas aos solos granulares e coesivos, respectivamente.

**TABELA 2.9 - Parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  para solos granulares da Georgia (EUA) (SANTHA, 1994)**

	Média	Desvio Padrão	Máximo	Mínimo
$K_1$	401	173	918	130
$K_2$	0,33	0,089	0,50	0,15
$K_3$	-0,37	0,095	-0,15	-0,63

**TABELA 2.10 – Parâmetros  $k_1$  e  $k_3$  para solos coesivos da Georgia (EUA) (SANTHA, 1994)**

	Média	Desvio Padrão	Máximo	Mínimo
$K_1$	645	252	1263	188
$K_3$	-0,24	0,13	-0,07	-0,06

Esses autores, em continuidade ao estudo em questão, propuseram relações entre os valores dos parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  com propriedades físicas dos solos, possibilitando a previsão do módulo de resiliência. Estes aspectos serão detalhados no item 2.6.4.

MOHAMMAD *et al.* (1995) estudaram o efeito da variação de umidade no módulo de resiliência de dois tipos de solos (uma areia A-3 e uma argila siltosa A-7-6) ensaiados em três diferentes umidades: ótima e nos ramos seco e úmido da curva de compactação, conforme apresentado nas tabelas 2.11 e 2.12.

Os modelos utilizados por MOHAMMAD *et al.* (1995) são apresentados nas equações 2.13 para os solos granulares e 2.14 para solos coesivos, sendo que a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) e o primeiro invariante de tensão ( $\theta$ ) foram usados nestes modelos. Os autores usaram equações de regressão para determinarem os valores dos parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  e  $k_4$ .

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (2.13)$$

$$M_R = k_3 \cdot \sigma_d^{k_4} \quad (2.14)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (MPa);

$k_1$  e  $k_2$  (solos granulares) e  $k_3$  e  $k_4$  (solos coesivos) - parâmetros de regressão;

$\sigma_d$  - tensão desvio (kPa);

$\theta$  - primeiro invariante de tensão (kPa).

As tabelas 2.11 e 2.12 apresentam os coeficientes de regressão obtidos para a areia e argila siltosa, respectivamente. Deve-se destacar que MOHAMMAD *et al.* (1995) usaram dois tipos de medidas de deslocamentos resilientes: a primeira com os dois LVDTs fixados nas extremidades do corpo-de-prova e a segunda, com

os LVDTs fixados no terço médio do corpo-de-prova. Assim, as tabelas em questão estão subdivididas conforme o tipo de medida de deslocamento empregado.

Analisando-se os valores apresentados nas tabelas 2.11 e 2.12, constata-se que o modelo proposto para a areia com as medidas dos LVDTs efetuadas no terço médio do corpo-de-prova mostrou o melhor desempenho entre os modelos propostos.

**TABELA 2.11 – Coeficientes de regressão para a areia (MOHAMMAD *et al*, 1995)**

Umidade (%)	Massa Específica Seca (pcf)	Extremidades do Corpo-de-prova			Terço Médio do Corpo-de-prova		
		Log(k <sub>1</sub> )	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	Log(k <sub>1</sub> )	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>
9,67	105,50	4,44	0,43	0,90	4,20	0,50	0,94
11,92	107,65	4,38	0,48	0,92	4,91	0,63	0,96
13,50	106,65	4,39	0,46	0,88	4,15	0,52	0,95

**TABELA 2.12 – Coeficientes de regressão para a argila siltosa (MOHAMMAD *et al*, 1995)**

Umidade (%)	Massa Específica Seca (pcf)	Extremidades do Corpo-de-prova			Terço Médio do Corpo-de-prova		
		Log(k <sub>3</sub> )	K <sub>4</sub>	R <sup>2</sup>	Log(k <sub>3</sub> )	K <sub>4</sub>	R <sup>2</sup>
18,0	96,5	5,83	-0,09	0,88	6,67	-0,24	0,78
20,6	101,6	5,90	-0,21	0,84	6,29	-0,25	0,50
23,0	96,5	6,25	-0,41	0,82	6,63	-0,48	0,76

BERNUCCI (1995) estudou o comportamento resiliente, através de ensaios triaxiais cíclicos, de quatro tipos de solos lateríticos: uma areia, duas areias argilosas e uma argila arenosa. Na tabela 2.13 são apresentadas as características plásticas e as classificações dos solos ensaiados.

Os corpos-de-prova ensaiados foram compactados na umidade ótima e energia normal para simular a condição correspondente à melhoria do subleito e também na umidade ótima e energia modificada ou intermediária, para simular a condição de construção de bases.

**TABELA 2.13 – Características plásticas e classificações dos solos estudados por BERNUCCI (1995)**

SOLO	LL (%)	IP (%)	USCS	HRB	MCT
Descalvado	NP	NP	SM	A-2-4	LA
Náutico	27,0	9,4	SC	A-2-4	LA'
Américo Brasiliense	30,6	10,4	SC	A-2-4	LG'
Santa Gertrudes	48,7	11,5	ML	A-2-7	LG'

A representação da variação do módulo de resiliência dos materiais com características granulares foi feita de duas maneiras: uma em função do primeiro invariante de tensão ( $\theta$ ) e a outra da tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ); e a do material coesivo foi realizada através da tensão desvio ( $\sigma_d$ ). As tabelas 2.14 e 2.15 mostram os resultados dos ensaios de BERNUCCI (1995) representados através dos modelos em questão.

**TABELA 2.14 – Módulo de resiliência em função da tensão de desvio para os ensaios realizados por BERNUCCI (1995)**

Solo	c.p	$M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$	Coefficiente de correlação	Grau de compactação
<b>Santa Gertrudes</b>	1	$M_R = 177,9 \sigma_d^{-0,09}$	0,30	101% da energia normal
	2	$M_R = 331,8 \sigma_d^{-0,29}$	0,80	101% da energia normal
	3	$M_R = 840 \sigma_d^{-0,84}$	0,84	100% da energia intermediária

Obs.:  $M_R$  em MPa e  $\theta$  e  $\sigma_3$  em kPa.

TABELA 2.15 – Módulo de resiliência em função do primeiro invariante de tensão e da tensão de confinamento para os ensaios realizados por BERNUCCI (1995)

Solo	c.p	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	Coeficiente de Correlação	Grau de compactação
		$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$		
Descalvado	1	$M_R = 49,14 \theta^{0,29}$	0,54	93% da energia
		$M_R = 50,0 \sigma_3^{0,37}$	0,67	normal
	2	$M_R = 18,2 \theta^{0,57}$	0,85	100% da
		$M_R = 50,5 \sigma_3^{0,51}$	0,91	energia normal
	3	$M_R = 29,2 \theta^{0,53}$	0,81	97% da energia
		$M_R = 66,3 \sigma_3^{0,50}$	0,86	modificada
Náutico	1	$M_R = 45,9 \theta^{0,34}$	0,79	99% da energia
		$M_R = 90,4 \sigma_3^{0,29}$	0,86	normal
	2	$M_R = 36,3 \theta^{0,39}$	0,83	100% da
		$M_R = 122,2 \sigma_3^{0,24}$	0,73	energia normal
	3	$M_R = 76,7 \theta^{0,35}$	0,65	97% da energia
		$M_R = 136,1 \sigma_3^{0,33}$	0,77	modificada
	4	$M_R = 382,3 \theta^{0,20}$	0,81	95% da energia
		$M_R = 596,2 \sigma_3^{0,16}$	0,86	modificada
Américo Brasiliense	1	$M_R = 233,5 \theta^{0,08}$	0,61	100% da
		$M_R = 271 \sigma_3^{0,88}$	0,73	energia normal
	2	$M_R = 98,4 \theta^{0,21}$	0,55	100% da
		$M_R = 139,9 \sigma_3^{0,19}$	0,71	energia normal
	3	$M_R = 271,6 \theta^{0,11}$	0,75	95% da energia
		$M_R = 365 \sigma_3^{0,07}$	0,67	modificada
	4	$M_R = 162,6 \theta^{0,35}$	0,87	94% da energia
		$M_R = 377 \sigma_3^{0,26}$	0,87	modificada

Obs.:  $M_R$  em MPa e  $\theta$  e  $\sigma_3$  em kPa.

Analisando as tabelas, constata-se que a energia de compactação é fator determinante para o aumento do valor do módulo de resiliência dos solos lateríticos: solos compactados na energia modificada mostraram aumentos do módulo de

resiliência da ordem de 30 a 100% em relação àqueles compactados na energia normal.

PUPPALA *et al.* (1996) propuseram, para um solo argilo-siltoso não estabilizado e estabilizado com 2, 4, 6 e 8% de cal, um modelo que representa a variação do módulo de resiliência em função de tensões octaédricas normal ( $\sigma_{oct}$ ) e de cisalhamento ( $\tau_{oct}$ ), conforme a equação 2.15.

$$\frac{M_R}{P_a} = k_1 \left( \frac{\sigma_{oct}}{P_a} \right)^{k_2} \cdot \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^{k_3} \quad (2.15)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (MPa);

$\sigma_{oct}$  - tensão normal octaédrica (kPa);

$\tau_{oct}$  - tensão de cisalhamento octaédrica (kPa);

$P_a$  - pressão atmosférica (kPa);

$k_1, k_2, k_3$  - parâmetros de regressão.

Todos os ensaios foram realizados em 5 diferentes condições de umidade e de massa específica seca, sendo que as constantes de regressão foram determinadas separadamente para cada uma dessas condições, conforme mostrado pela tabela 2.16.

**TABELA 2.16 – Valores  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  e  $R^2$  para diferentes condições de umidade e massa específica seca (PUPPALA *et al.*, 1996)**

umidade (%)	massa específica seca (kN/m <sup>3</sup> )	Log $k_1$	$K_2$	$K_3$	$R^2$
12,4	16,2	2,94	0,56	-0,24	0,96
14,0	16,4	2,91	0,51	-0,26	0,95
17,0	16,8	2,72	0,45	-0,34	0,93
19,5	16,4	2,73	0,40	-0,28	0,93
22,0	16,2	2,37	0,16	-0,39	0,98

De acordo com a tabela os valores de coeficiente de determinação variam entre 0,93 e 0,98, indicando que boas relações são obtidas em todas as condições de umidade.

## 2.6 RELAÇÕES MATEMÁTICAS ENTRE O MÓDULO DE RESILIÊNCIA E PARÂMETROS DETERMINADOS EM OUTROS ENSAIOS

### 2.6.1 $M_R$ e ensaios de compressão simples

THOMPSON & ROBNETT (1979) realizaram um estudo das propriedades resilientes de 50 amostras de solos coesivos extraídas de subleitos de rodovias de Illinois (EUA). Nesse estudo, foram realizados ensaios triaxiais cíclicos e de compressão simples. Foi proposta, com base nos resultados destes ensaios, a relação descrita pela equação 2.16, para a qual se obteve um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) igual a 0,684.

$$M_R = 0,86 + 0,307 RCS \quad (2.16)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em ksi;

RCS - resistência à compressão simples em psi.

LEE *et al.* (1995) utilizaram resultados de ensaios de compressão simples para estimar o módulo de resiliência de solos coesivos, sendo que as amostras coletadas são originárias de diferentes subleitos de rodovias da Indiana (EUA), extraídas em profundidades variando de 1,22m a 1,83m.

Nesse estudo, LEE *et al.* (1995) analisaram, para o ensaio de compressão simples, tensões para diferentes níveis de deformações (0,25, 0,5, 0,75 e 1,0%), o módulo secante para diferentes níveis da tensão desvio (7, 14, 35 e 69 kPa) e o módulo tangente inicial, como o objetivo de obter relações entre estes parâmetros e valores de módulo de resiliência determinados em ensaios triaxiais cíclicos.

A partir de uma análise estatística de todos os resultados obtidos, LEE *et al.* (1995) constataram que a melhor relação ocorre entre o módulo de resiliência e a



tensão correspondente a 1% de deformação axial ( $S_{u1,0\%}$ ). A equação 2.17 apresenta esta relação, que foi determinada para uma tensão de confinamento de 21 kPa e tensão desvio de 41 kPa, apresentando  $R^2$  igual a 0,85.

$$M_R = 1560 + 833,8S_{u1,0\%} - 6,97S_{u1,0\%}^2 \quad (2.17)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em psi;

$S_{u1,0\%}$  - tensão correspondente à deformação de 1,0% nos ensaios de compressão simples.

LEE *et al.* (1995) sugerem também a equação 2.18 para os solos coesivos onde a tensão axial que provoca  $\varepsilon_r = 1\%$  for menor que 241 kPa. O coeficiente de determinação obtido para esta relação foi de 0,97.

$$M_R = 606,6 S_{u1,0\%} \quad (2.18)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em psi;

$S_{u1,0\%}$  - tensão correspondente à deformação de 1% nos ensaios de compressão simples em psi.

Segundo LEE *et al.* (1995), para as análises mecânicas de pavimentos é necessário expressar o módulo de resiliência em função da tensão de confinamento e da tensão desvio devido aos carregamentos de tráfego influenciarem as características resilientes dos materiais de pavimentação. Logo, LEE *et al.* (1995) propuseram a equação 2.19 para estimar o  $M_R$  de solos coesivos em diferentes níveis de tensões.

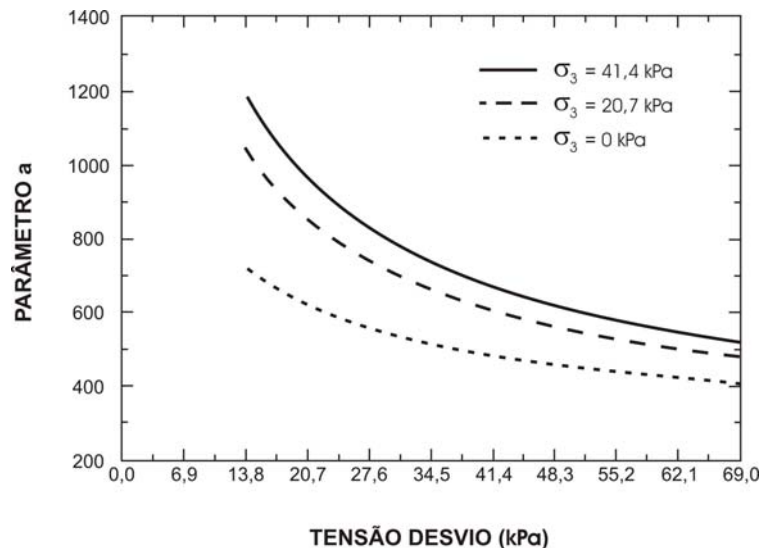
$$M_R = a S_{u1,0\%} \quad (2.19)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em psi;

$S_{u1.0\%}$  - tensão correspondente à deformação de 1% nos ensaios de compressão simples;

$a$  - parâmetro de regressão dependente do nível de tensão, estimado através do gráfico 2.5 desenvolvido por LEE *et al.* (1995).



**FIGURA 2.5 – Gráfico para a estimativa do parâmetro  $a$  (Fonte: LEE *et al.*, 1995)**

LEE *et al.* (1997) realizaram outro trabalho também relacionando o módulo de resiliência e resultados de ensaios de compressão simples. Neste trabalho foram estudados três tipos de solos argilosos do subleito da Indiana (EUA) oriundos da pesquisa anterior. Estes autores obtiveram, através de análise de regressão, uma relação entre o  $M_R$  e  $S_{u1.0\%}$ , descrita pela equação 2.20.

$$M_R = 6,965 (S_{u1.0\%}) - 5,93 (S_{u1.0\%})^2 \quad (2.20)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência obtidos nos ensaios cíclicos para a tensão axial de 41,4 kPa e tensão de confinamento de 20,7 kPa;

$S_{u1.0\%}$  - tensão correspondente à deformação de 1% nos ensaios de compressão simples.

O coeficiente de determinação obtido neste modelo foi de 0,97, indicando que as tensões correspondentes a 1% da deformação axial nos ensaios de

compressão simples ( $S_{u1.0\%}$ ) são um bom indicador para a determinação do módulo de resiliência dos materiais ensaiados.

### 2.6.2 $M_R$ , ensaios de compressão simples e características do solo

DRUMM *et al.* (1990) determinaram para 11 amostras de solos coesivos, coletadas no Estado do Tennessee (EUA), os respectivos módulos de resiliência através de ensaios triaxiais cíclicos e propuseram uma relação entre estes valores e os valores do módulo tangente inicial ( $E_o$ ) obtidos em ensaios de compressão simples. Os autores incluíram também, no modelo proposto, o índice de plasticidade, a massa específica seca, o grau de saturação e o percentual de material passados na peneira nº 200 dos materiais estudados.

O  $E_o$  foi determinado a partir dos resultados dos ensaios de compressão simples, através da representação hiperbólica da curva tensão-deformação, conforme proposto por DUNCAN & CHANG (1970). As figuras 2.6 e 2.7 ilustram o procedimento para a obtenção do  $E_o$  segundo este método.

A equação 2.21 proposta por DRUMM *et al.* (1990) foi determinada para um estado de tensão único, ou seja, tensão desvio ( $\sigma_d$ ) igual a 41 kPa (6psi), e apresenta coeficiente de determinação igual a 0,83.

$$M_R = 45,8 + 0,00052E_o + 0,188(RCS) + 0,45IP - 0,216\rho_d - 0,25S - 0,15(\% \#200) \quad (2.21)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em psi para  $\sigma_d = 41,34$  kPa;

$E_o$  - módulo tangente inicial em psi;

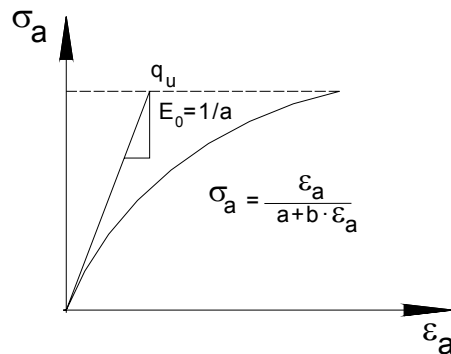
RCS - resistência à compressão simples em psi;

IP - índice de plasticidade (%);

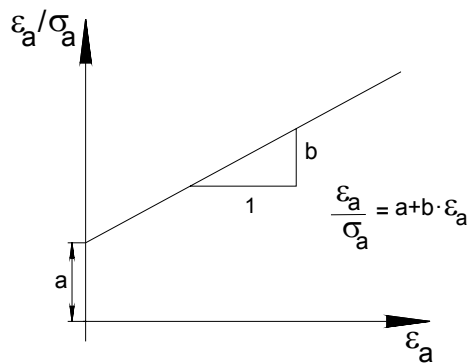
$\rho_d$  - massa específica seca (lb/ft<sup>3</sup>);

S - grau de saturação (%);

%#200 - percentual de material passado na peneira nº 200.



**FIGURA 2.6 – Modelo hiperbólico para a representação dos resultados dos ensaios de compressão simples (Fonte: DRUMM *et al.*,1990)**



**FIGURA 2.7 – Relação linear para a determinação dos parâmetros *a* e *b* do modelo hiperbólico (Fonte: DRUMM *et al.*, 1990)**

PUPPALA *et al.* (1996) em continuidade ao estudo relatado no item 2.5, propuseram, para solo argilo-siltoso não estabilizado e estabilizado com cal nos teores de 2, 4, 6, e 8%, uma relação que permite avaliar o módulo de resiliência a partir de resultados de ensaios de compressão simples. A equação 2.22 representa esta relação, cujo coeficiente de determinação é igual a 0,80.

PUPPALA *et al.* (1996) realizaram os ensaios em cinco diferentes condições de umidades (12,4; 14,0; 17,0; 19,5; 22,0%), sendo que para cada uma destas umidades foram moldados quatro corpos-de-prova para os ensaios de compressão simples e cinco para os ensaios triaxiais cíclicos.

$$\frac{M_R}{RCS} = 5,594 + 8,47 \sigma_3 + 2,633 GC - 69,4 w - 1,138 \gamma_d \quad (2.22)$$

onde:

$w$  - umidade (%);

$\gamma_d$  - peso específico seco ( $\text{kN/m}^3$ );

GC - grau de compactação (%);

$\sigma_3$  - tensão de confinamento (kPa);

RCS - resistência à compressão simples (kPa).

### 2.6.3 $M_R$ e CBR

HEUKELOM & FOSTER (1960) propuseram uma relação entre o módulo de resiliência e o CBR, índice suporte Califórnia, representada pela equação 2.23. Neste estudo foram ensaiados solos encontrados em bases e subleitos de rodovias americanas, tais como: solos arenosos, argilosos, turfosos, argila arenosa, argila pedregulhosa e macadame.

$$M_R = 110 \cdot \text{CBR} \quad (2.23)$$

onde:

$M_R$  = módulo de resiliência ( $\text{kgf/cm}^2$ );

CBR = Índice Suporte Califórnia (%).

MEDINA & PREUSSLER (1980) procuraram uma relação entre o módulo de resiliência e valores de índice suporte Califórnia de 14 amostras de solos arenosos e 6 amostras de solos argilosos usados na construção de algumas rodovias brasileiras. Foi verificado que, para solos argilosos compactados na umidade ótima, o módulo de resiliência varia pouco com a tensão de confinamento, como também é pouco afetado pela tensão desvio quando esta encontra-se no intervalo de 0,7 a 1,1  $\text{kgf/cm}^2$ . Logo, os autores procuraram obter esta relação para o  $M_R$ , dada pela equação 2.24, para uma tensão desvio de  $2\text{kgf/cm}^2$  e umidade igual ou superior à ótima. O coeficiente de determinação obtido foi de 0,82

$$M_R = 326 + 67(\text{CBR}) \quad (2.24)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência ( $\text{kgf/cm}^2$ );

CBR - índice suporte Califórnia (%) e

Para os solos argilosos, estes autores também procuraram relacionar os valores dos parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  e  $k_4$  provenientes das equações 2.1 e 2.2 (modelo bi-linear) com os valores de CBR e com a granulometria da seguinte maneira:

- a) Na umidade ótima  $k_1$ , varia de 0,7 a 1,1;
- b) Solos com mais de 50% em peso de material passando na peneira #200, apresentam valores de  $k_4$  na umidade ótima entre -2000 e -3000. Acima da umidade ótima  $k_4$  é praticamente nulo;
- c) Apesar de poucos ensaios terem sido realizados, pode-se considerar o seguinte para  $k_3$ :  $k_3 = 2282(\text{CBR}) - 7559$ , com  $R^2 = 0,98$  para  $k_3$  entre 0 e 28953 e CBR entre 3 e 6%;  
Se  $\text{CBR} > 16\%$ ,  $k_3 = 28953$  e se  $\text{CBR} < 3\%$ ,  $k_3 = 0$ ;
- d) Pode-se determinar o valor de  $k_2$  graficamente, a partir de  $k_1$ ,  $k_3$  e  $k_4$ , ou através da equação 2.3 desde que se considere nulo  $k_4$ , o que é uma boa aproximação quando a umidade é superior à ótima.

CARDOSO (1988) propôs para dois tipos de solos lateríticos, da região de Brasília, um modelo para estimar o valor do módulo de resiliência em função do CBR, do primeiro invariante de tensão e da tensão principal maior. Foram realizadas análises de regressão múltipla para seis níveis de CBR (19%, 29%, 39%, 44%, 72% e 93%), sendo que a amostragem envolveu 149 pontos de observação. A equação 2.25 mostra o modelo proposto pelo autor, que obteve um coeficiente de determinação igual a 0,92.

$$M_R = \frac{179,0412 (\text{CBR})^{1,08774} \times (\theta)^{1,43833}}{(\sigma_1)^{1,18598}} \quad (2.25)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (psi);

CBR - índice suporte Califórnia (%);  
 $\theta$  - primeiro invariante de tensão (psi);  
 $\sigma_1$  - tensão principal maior (psi).

ZAMAN *et al.* (1994) propuseram uma relação entre módulo de resiliência determinado em ensaios triaxiais cíclicos e índice suporte Califórnia. Neste estudo, foram usados agregados oriundos do Estado de Oklahoma (EUA), sendo: 3 calcários, 1 arenito, 1 granito e 1 riólito. Foram avaliados, para cada uma das amostras os seguintes parâmetros: massa específica dos grãos, coesão,  $M_R$ , ângulo de atrito e CBR.

A relação entre os valores de módulo de resiliência e índice suporte Califórnia proposta pelos autores foi estabelecida para quatro níveis do primeiro invariante de tensão ( $\theta$ ), 14 psi (96,6 kPa), 20 psi (138 kPa), 30 psi (207 kPa) e 100 psi (690 kPa). Esta relação é dada pela expressão 2.26, tomando-se como base o ajuste obtido conforme a equação 2.8, a partir do conjunto de resultados provenientes dos seis materiais ensaiados.

$$M_R = B \cdot \text{CBR} \quad (2.26)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em psi;  
B - parâmetro de regressão; (tabela 2.17)  
CBR - índice suporte Califórnia em %.

**TABELA 2.17 - Valores da variável B para os diferentes tipos de agregados nos diferentes níveis do primeiro invariante de tensão (ZAMAN *et al*, 1994)**

Localidade	CBR	$\theta = 100\text{psi}$	$\theta = 30\text{psi}$	$\theta = 20\text{psi}$	$\theta = 14\text{psi}$
<b>Comanche</b>	67	423	243	174	165
<b>Cherokee</b>	132	181	106	96	88
<b>Creek</b>	116	226	156	112	97
<b>Choctaw</b>	284	78	38	26	25
<b>Johnston</b>	226	101	50	42	38
<b>Murray</b>	150	164	91	72	38
<b>média</b>	<b>132</b>	<b>193</b>	<b>96</b>	<b>82</b>	<b>74</b>

ZAMAN *et al.* (1994) justificam que os valores do coeficiente B (tabela 2.17) apresentaram uma grande variabilidade em razão da diferença do tipo de carregamento nos dois ensaios, ou seja, dinâmico, se o ensaio for o triaxial cíclico e estático, se for o de CBR.

LOTFI<sup>6</sup> (1984) & LOTFI *et al*<sup>7</sup> (1988) apud WITCZAK *et al.* (1995) determinaram uma relação para prever o módulo de resiliência a partir do CBR de solos finos do subleito e da tensão desvio aplicada. Neste estudo foram incluídos os resultados de ensaios triaxiais cíclicos realizados por BARKER<sup>8</sup> (1982) e os resultados do mesmo tipo de ensaio realizados na Universidade de Maryland (EUA). Os autores analisaram resultados de ensaios triaxiais cíclicos e CBR de materiais compactados segundo 13 diferentes condições de umidade e massa específica seca. Os valores de CBR das amostras encontravam-se no intervalo de 2% a 21%. O modelo proposto a partir da combinação destes resultados é apresentado na equação 2.27.

$$M_R = 1,0016 + 0,043\text{CBR} - 1,9557 \left( \frac{\log \sigma_d}{\text{CBR}} \right) - 0,1705 \sigma_d \quad (2.27)$$

<sup>6</sup> LOTFI, H.A (1984). *Development of a rational compaction specification for cohesive soil*. PhD Dissertation, University of Maryland, at college Park, Md.

<sup>7</sup> LOTFI, H. A; SCHWARTZ, C.W.; WITCZAK, M.W. (1988). *Compaction specification for the control of subgrade rutting*. *Transportation Research Record*, V.1196, Washington, D.C.

<sup>8</sup> BARKER, W.J. (1982). *Prediction of pavements roughness*. *Rep. No. Miscellaneous paper G 82\_1L*, U.S. Army Engr., Vicksburg, Miss.



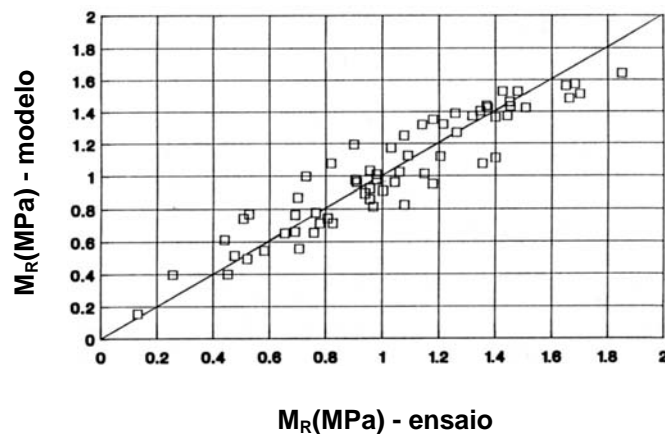
onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em  $\text{klb/pol}^2$ ;

$\sigma_d$  - tensão desvio em  $\text{lb/pol}^2$ ;

CBR - índice suporte Califórnia (%).

A fig.2.8 mostra os valores de módulo de resiliência obtidos através dos ensaios triaxiais cíclicos e os valores de módulo de resiliência obtidos através da aplicação do modelo proposto por LOTFI (1984) & LOTFI *et al* (1988) apud WITCZAK *et al.* (1995). Analisando-se esta figura observamos uma boa aproximação entre estes valores.



**FIGURA 2.8 - Valores do módulo de resiliência obtidos nos ensaios triaxiais cíclicos versus valores obtidos através da aplicação do modelo descrito pela equação 2.30**

#### 2.6.4 $M_R$ , CBR e características do solo

Santha (1994) estudou a relação entre as propriedades físicas de solos granulares e coesivos nos valores de  $k$  (parâmetros de regressão) correspondentes aos modelos descritos, respectivamente, pelas equações 2.11 e 2.12, apresentadas no item 2.5. Estes solos foram coletados em 35 diferentes localidades do estado da Georgia (EUA). As equações 2.28, 2.29 e 2.30 apresentam as relações que possibilitaram a determinação dos parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  dos solos granulares, e as equações 2.31 e 2.32 os parâmetros  $k_1$  e  $k_3$  dos solos coesivos.

$$\begin{aligned} \log k_1 = & 3,479 - 0,007 \times w + 0,24 \times rw + 3,681 \times GC + 0,011 \times SLT + 0,006 \times ARG - \\ & 0,0025 \times e - 0,039 \times \gamma_d + 0,004 \times \left( \frac{e^2}{ARG} \right) + 0,003 \times \left( \frac{\gamma_d^2}{S_{40}} \right) \end{aligned} \quad (2.28)$$

$$R^2 = 0,94$$

$$\begin{aligned} k_2 = & 6,044 - 0,0053 \times w_o - 2,076 \times GC + 0,0053 \times S - 0,0056 \times ARG + 0,0088 \times e - \\ & 0,0069 \times c - 0,027 \times \gamma_d + 0,0012 \times CBR + 0,003 \left( \frac{e^2}{ARG} \right) - 0,31 \times \left( \frac{e+c}{ARG} \right) \end{aligned} \quad (2.29)$$

$$R^2 = 0,96$$

$$\begin{aligned} k_3 = & 3,752 - 0,068 \times w + 0,309 \times rw - 0,006 \times SLT + 0,0053 \times ARG + 0,026 \times ARG - \\ & 0,026 \times c - 0,033 \times \gamma_d - 0,0009 \times \left( \frac{e^2}{ARG} \right) + 0,00004 \times \left( \frac{S^2}{c} \right) - 0,0026 \times (CBR \times c) \end{aligned} \quad (2.30)$$

$$R^2 = 0,87$$

$$\begin{aligned} \log k_1 = & 19,813 - 0,045 \times w_o - 0,131 \times w - 9,171 \times GC + 0,037 \times ARG + 0,015 LL - 0,016 PI \\ & - 0,021 \times e + 0,0052 \times \gamma_d + 0,00001 \times (S_{40} \times GS) \end{aligned} \quad (2.31)$$

$$R^2 = 0,94$$

$$\begin{aligned} k_2 = & 10,274 - 0,0097 \times w_o - 1,06 \times rw - 3,471 \times GC + 0,0088 \times S_{40} - 0,0087 \times PI - 0,014 \times c \\ & - 0,046 \times \gamma_d \end{aligned} \quad (2.32)$$

$$R^2 = 0,88$$

onde:

$k_1, k_2, k_3$  - parâmetros de regressão;

$w$  - umidade (%);

$w_o$  - umidade ótima (%);

$rw$  - razão entre  $w$  e  $w_o$  (%);

$\gamma_d$  - peso específico seco ( $\text{KN/m}^3$ );

ARG - percentual de argila;

SLT - percentual de silte;

$e$  - expansão (%);

$c$  - contração (%);

GC - grau de compactação (%);

$S_{40}$  - percentual de material passado na peneira nº40;

$S_{60}$  - percentual de material passado na peneira nº 60;

$S$  - grau de saturação (%);

LL - limite de liquidez (%);

IP - índice de plasticidade (%);

CBR - índice suporte Califórnia (%).

VISSER *et al.* (1994) estudaram amostras de solos coletadas nas regiões centrais do Brasil, para as quais foram determinados o módulo de resiliência sob diferentes níveis de tensão, a umidade *in situ*, a granulometria, a massa específica seca máxima, a umidade ótima obtida na curva de compactação do ensaio de Proctor normal, o limite de liquidez, o índice de plasticidade e a classificação dos solos segundo a AASHTO.

A relação proposta por VISSER *et al.* (1994) para a avaliação do módulo de resiliência envolve os limites de Atterberg, a umidade *in situ*, a massa específica seca máxima e CBR, a classificação do solo segundo a AASHTO e a tensão desvio para uma pressão de confinamento de 14 kPa, é representada pela equação 2.33, com  $R^2$  igual a 0,61.

$$M_R = 1,824 + 0,0423LL + 0,289DV + 0,0000101\rho_d \times CBR - 0,0000607CBR \times LL + 0,0143CBR \times DV - 0,0604IP - 0,000166IP \times \rho_d \quad (2.33)$$

onde:

$\rho_d$  - massa específica seca *in situ* em  $\text{kg/m}^3$ ;

CBR - Índice Suporte Califórnia (%);

DV - variável do tipo de material:

para materiais argilosos DV = 0

para materiais arenosos DV = 1

IP - índice de plasticidade (%);

$\sigma_d$  - tensão desvio (kPa);

LL - limite de liquidez (%).

PUPPALA *et al.* (1996) estabeleceram, para um solo estabilizado com cal, uma relação que permite prever o módulo de resiliência em função dos resultados de ensaios de CBR. Na composição das misturas foi utilizado um solo argilo-siltoso, comum nos subleitos do Estado de Louisiana (EUA).

A razão dos valores de  $M_R/CBR$  foi determinada para cinco teores de umidade (12,4%, 14,0%, 17,0%, 19,5%, 22,0%), e variou entre 262 e 875, com os

maiores valores obtidos no ramo seco e os menores obtidos no ramo úmido da curva de compactação.

O modelo proposto por PUPPALA *et al.* (1996) é representado pela equação 2.34, que apresentou um  $R^2$  de 0,71.

$$\frac{M_R}{CBR} = 3,273 + 55,3\sigma_3 + 7,378GC - 13,0w - 96,9\gamma_d \quad (2.34)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (kips/in<sup>2</sup>);

w - umidade (%);

$\gamma_d$  - peso específico seco (lb/ft<sup>3</sup>);

GC - grau de compactação (%);

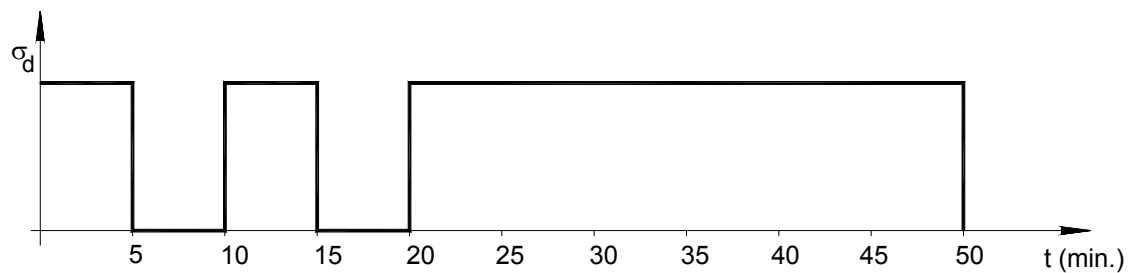
$\sigma_3$  - tensão de confinamento (lb/in);

CBR - índice suporte Califórnia (%).

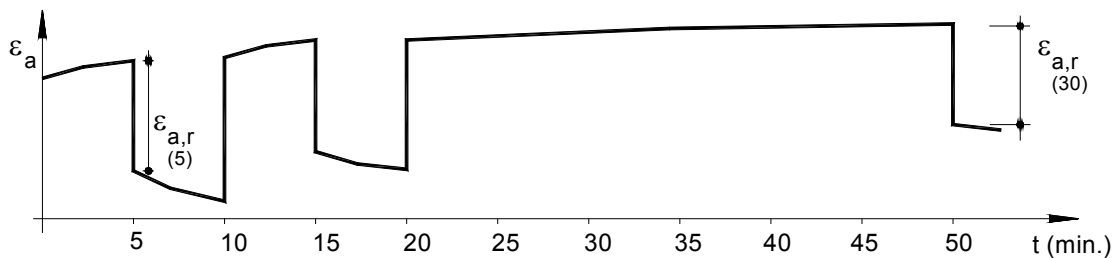
### 2.6.5 $M_R$ e ensaio triaxial convencional

SWEERE & GALJAARD (1988) realizaram, com os seis tipos de areias mais comuns na construção de rodovias holandesas, ensaios triaxiais cíclicos e convencionais, com modificações nos procedimentos de aplicação de carga, e obtiveram uma relação entre os valores do módulo de resiliência provenientes de ambos os ensaios.

Na execução do ensaio triaxial convencional foram aplicados períodos de carregamento e descarregamento alternados com 5 minutos de duração para cada um dos períodos. Após dois carregamentos e dois intervalos sem atuação de carga, aplicou-se o mesmo nível de tensão durante 30 minutos (figura 2.9), medindo-se os deslocamentos axiais no primeiro período de carregamento e após o último, conforme representado pela figura 2.10, e conseqüentemente, calculando-se o módulo de resiliência para o período de 5 e 30 minutos.



**FIGURA 2.9 –** Períodos de carregamento e descarregamento nos ensaios triaxiais convencionais empregados por SWEERE & GALJAARD (1988)



**FIGURA 2.10 –** Tensão desvio e deformação axial versus o tempo nos ensaios triaxiais convencionais

Este ensaio tem a duração de cerca de 1 h para cada combinação da tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ) e tensão desvio ( $\sigma_d$ ). Estes autores verificaram a possibilidade de utilização do módulo de resiliência calculado a partir do deslocamento axial medido no primeiro período de carregamento (5 minutos de duração), como também, no segundo período (30 minutos de duração), na relação com o valor de módulo de resiliência obtido através de ensaios triaxiais cíclicos.

Os ensaios estáticos com carregamentos repetidos e os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados no mesmo corpo-de-prova, sendo que para cada nível de  $\sigma_3$ , o ensaio estático com carregamento repetido era executado e em seguida o triaxial cíclico, usando a mesma tensão de confinamento e variando-se a tensão desvio. SWEERE & GALJAARD (1988) utilizaram 10 combinações diferentes de  $\sigma_3$  (10 kPa a 200 kPa) e  $\sigma_d$  ( $\sigma_3/\sigma_1 = 2, 3$  e 4) obtendo as equações 2.35 e 2.36, com os coeficientes de determinação de 0,988 e 0,990, respectivamente:

$$M_{R,S(30)} = -3,54 + 0,965 M_R \quad (2.35)$$

$$M_{R,S(5)} = -6,64 + 0,969 M_R \quad (2.36)$$

onde:

$M_{R,S(30)}$  – módulo de resiliência após trinta minutos de carga (MPa);

$M_{R,S(5)}$  – módulo de resiliência após cinco minutos de carga (MPa);

$M_R$  – módulo de resiliência obtido pelo ensaio triaxial cíclico (MPa).

SWEERE & GALJAARD (1988), comparando os valores obtidos nos dois tipos de ensaio, constataram que é possível determinar o  $M_R$  dos materiais ensaiados através de resultados de ensaios triaxiais convencionais.

ZAMAN *et al.* (1994) conduziram ensaios triaxiais convencionais e ensaios triaxiais cíclicos utilizando amostras de seis tipos de solos granulares do Estado de Oklahoma (EUA). Os ensaios cíclicos foram realizados observando-se os procedimentos estabelecidos na norma AASHTO T 292-911. Estes autores estabeleceram uma relação entre o módulo de resiliência, coesão e o ângulo de atrito do material, conforme a equação 2.37.

$$M_R \text{ (psi)} = 2860,94 + 275 C + 128 \sigma_1 \tan \phi + 118 \theta \quad (2.37)$$

onde:

C - coesão (psi);

$\sigma_1$  - tensão principal maior (psi);

$\phi$  - ângulo de atrito interno (%);

$\theta$  - primeiro invariante de tensão (psi).

A tabela 2.18 mostra os seis valores do coeficiente de determinação ( $R^2$ ) apresentado pela equação 2.37 para os diferentes materiais estudados por ZAMAN *et al.* (1994). Os valores altos do coeficiente de determinação atestam que existe uma boa relação entre o módulo de resiliência e os valores de coesão e ângulo de atrito interno. O desempenho desta relação é mais satisfatória que aquela proposta pelos mesmos autores envolvendo o módulo de resiliência e resultados de ensaios do índice suporte Califórnia, conforme descrito anteriormente no item 2.6.3, devido

ao fato que as características de deformabilidade obtidas entre a relação do módulo de resiliência e os ensaios triaxiais convencionais são mais representativas quando comparadas com aquelas obtidas entre o  $M_R$  e ensaios de índice suporte Califórnia.

Neste sentido, está consagrada a idéia que o ensaio de índice suporte Califórnia submete a amostra a deformações plásticas elevadas ao contrário do módulo de resiliência que é determinado a partir de pequenas deformações elásticas após grande número de ciclos de carregamento e descarregamento.

**TABELA 2.18 – Valores de  $R^2$  para os 6 tipos de agregados (ZAMAN *et al.*, 1994)**

Material	$R^2$
Calcário 1	0,734
Calcário 2	0,512
Calcário 3	0,836
Arenito 4	0,541
Granito 5	0,735
Riólito 6	0,861

### 2.6.6 $M_R$ , características e natureza do solo

JONES & WITCZACK (1977) realizaram estudos em solos argilosos do subleito de várias seções de uma pista experimental construída na década de 60 em San Diego (EUA). Neste estudo, os pesquisadores procuraram relacionar o módulo de resiliência com as variáveis umidade e grau de saturação. Foram ensaiados 10 corpos-de-prova moldados em laboratório e 97 corpos-de-prova indeformados, provenientes de 6 seções de teste.

As equações 2.38 e 2.39 mostram as relações, propostas por JONES & WITCZACK (1977), para as amostras moldadas no laboratório e amostras indeformadas, respectivamente, sendo que estas são aplicáveis para a determinação do módulo de resiliência correspondente a tensão desvio de 41,4 kPa e tensão de confinamento de 13,8 kPa.

$$\log M_R = -0,13282 w + 0,13405 S + 2,31909 \quad (2.38)$$

$$\log M_R = -0,111109 w + 0,021699 S + 1,17869 \quad (2.39)$$

onde:

$M_R$  – módulo de resiliência (psi);

$w$  – teor de umidade (%);

$S$  – grau de saturação (%).

Os coeficientes de determinação das relações expressas pelas equações 2.38 e 2.39 são 0,97 e 0,67, respectivamente, indicando que o módulo de resiliência de amostras moldadas no laboratório apresentaram maiores valores de  $R^2$ .

RADA & WITCZAK (1981) analisaram o comportamento resiliente de seis tipos de solos granulares durante o desenvolvimento de uma pesquisa na Universidade de Maryland para *Maryland State Highway Administration (MSHA)*. Neste estudo, os autores procuraram determinar uma relação que permitisse estimar o módulo de resiliência dos materiais ensaiados a partir do estado de tensão e de propriedades físicas daqueles solos.

RADA & WITCZACK (1981) incluíram no modelo proposto os fatores tidos como os que mais influenciam o  $M_R$ , isto é: o estado de tensão, o grau de saturação e a energia de compactação. A equação 2.40 representa a relação obtida a partir de 101 ensaios triaxiais cíclicos, cujo coeficiente de determinação é igual a 0,61.

$$\log M_R = 4,022 - 0,006832 S + 0,007055 GC + 0,005516 \log \theta \quad (2.40)$$

onde:

$M_R$  – módulo de resiliência (psi);

$S$  – grau de saturação (%);

$GC$  – grau de compactação em relação à massa específica aparente seca máxima para a energia modificada;

$\theta$  - primeiro invariante de tensão (psi).

CARMICHAEL *et al.* (1985) realizaram uma extensa revisão na literatura com o propósito de orientar os engenheiros quanto à obtenção do valor do módulo de resiliência através de ensaios mais rotineiros do que os triaxiais cíclicos. Nesta revisão, mais de 250 tipos de solos foram analisados. Estes autores propuseram os



modelos descritos pelas equações 2.41 e 2.42 para solos coesivos e granulares, respectivamente:

$$M_R = 37,431 - 0,4566IP - 0,6179w - 0,1424(\% \# 200) + 0,1791\sigma_3 - 0,3248\sigma_d + 36,422CH + 17,097MH \quad (2.41)$$

$$\log M_R = 0,523 - 0,0225w + 0,544 \log \theta + 0,173SM + 0,197GR \quad (2.42)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em ksi ;

IP - índice de plasticidade (%);

$\sigma_d$  - tensão desvio (psi);

$\sigma_3$  - tensão de confinamento (psi);

$\theta$  - primeiro invariante de tensão (psi);

%#200 - percentual de material passante na peneira n° 200.

CH, MH, SM, GR – valores determinados conforme a tabela 2.19.

**TABELA 2.19 – Valores que representam o tipo de solo de acordo com a classificação USCS (CARMICHAEL *et al.*, 1985)**

<b>CH</b>	1 para solos CH	0 para os demais (MH, ML ou CL)
<b>MH</b>	1 para solos MH	0 para os demais (CH, ML ou CL)
<b>SM</b>	1 para solos SM	0 para os demais
<b>GR</b>	1 para solos GR, GM, GW, GC ou GP	0 para os demais

No estudo de CARMICHAEL *et al.* (1985) o modelo para os solos coesivos apresentou um coeficiente de determinação igual a 0,759, sendo que foram realizadas 418 observações de ensaios triaxiais cíclicos. O modelo para os solos granulares apresentou um coeficiente de determinação igual a 0,836, para um total de 538 observações de ensaios triaxiais cíclicos.

VISSER *et al.* (1994) determinou para solos coletados na região central do Brasil um modelo que representa o módulo de resiliência em função de suas características físicas. Foram usadas 299 observações para propor o modelo descrito pela equação 2.43, que apresentou um coeficiente de determinação igual a

0,57. Este modelo prevê um decréscimo no  $M_R$  quando o índice de plasticidade e a tensão desvio aumentam.

$$\log M_R = 2,041 + 0,0328LL + 0,749DV - 0,0060LL \times DV - 0,0573IP - 0,000159IP \times \sigma_d \quad (2.43)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência em MPa;

LL - limite de liquidez (%);

DV - variável do tipo de material:

para materiais argilosos DV = 0

para materiais arenosos DV = 1

IP - índice de plasticidade (%);

$\sigma_d$  - tensão desvio em kPa.

PEZO & HUDSON (1994) propuseram um modelo para prever o módulo de resiliência de 16 amostras coletadas no Estado do Texas (EUA) baseado nas suas propriedades físicas. Estes autores ensaiaram os corpos-de-prova compactados na umidade ótima e acima da ótima nos períodos de tempo de 2, 6 e 30 dias após a compactação. O modelo determinado por estes autores, mostrado na equação 2.44, contém fatores que se relacionam com a deformação resiliente, entre eles: índice de plasticidade (IP), teor de umidade (w), tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ), tensão desvio ( $\sigma_d$ ), idade da amostra e a porcentagem de massa específica seca em relação à massa específica seca máxima.

$$M_R = F_0 \cdot F_1 \cdot F_2 \cdot F_3 \cdot F_4 \cdot F_5 \cdot F_6 \quad (2.44)$$

$M_R$  = módulo de resiliência determinado;

$F_0$  = 9,80 se o  $M_R$  for em ksi e 67,60, se for expresso em MPa;

$F_1$  = função do fator de correção do teor de umidade;

$F_2$  = função de teor de correção da porcentagem da massa específica seca em relação à massa específica seca máxima;

$F_3$  = função do fator de correção do índice de plasticidade;

$F_4$  = função do fator de correção da idade da amostra;

$F_5$  = função do fator de correção da tensão de confinamento;

$F_6$  = função do fator de correção da tensão desvio.

Os fatores de correção são mostrados na tabela 2.20.

A relação expressa pela equação 2.44 apresenta um coeficiente de determinação de 0,803, sendo que os fatores que mais afetaram o módulo de resiliência foram, em ordem decrescente de importância, o teor de umidade e o índice de plasticidade.

**Tabela 2.20 – Fatores de correção (PEZO & HUDSON, 1994)**

<b>Teor de umidade (%)</b>	<b>F<sub>1</sub></b>	<b><math>\rho_d / \rho_{d \text{ máx}}</math> (%)</b>	<b>F<sub>2</sub></b>
10	4,00	100	1,00
15	2,00	95	0,90
20	1,00	90	0,80
25	0,50	85	0,70
<b>IP (%)</b>	<b>F<sub>3</sub></b>	<b>Idade da amostra (dias)</b>	<b>F<sub>4</sub></b>
10	1,00	2	1,00
20	1,50	10	1,10
30	2,00	20	1,15
≥40	2,50	≥30	1,20
<b><math>\sigma_3</math> (kPa)</b>	<b>F<sub>5</sub></b>	<b><math>\sigma_d</math> (kPa)</b>	<b>F<sub>6</sub></b>
		13,80	1,00
13,8	1,00	27,60	0,98
27,60	1,05	41,40	0,96
41,40	1,10	55,20	0,94
		69,0	0,92

MOHAMMAD *et al.* (1999) realizaram para oito tipos de solos de subleito comuns no Estado da Louisiana (EUA), ensaios triaxiais cíclicos conduzidos sob diferentes estados de tensão, em corpos-de-provas compactados em cinco diferentes condições de umidade e massa específica seca.

Um modelo não-linear de módulo de resiliência que utiliza tensões octaédricas normais e de cisalhamento (eq. 2.45), foi usado no estudo para a análise dos resultados experimentais obtidos nos ensaios triaxiais. Comparações

numéricas indicaram que este modelo representa melhor os resultados dos ensaios que os modelos em função do primeiro invariante de tensão ( $\theta$ ) e da tensão desvio ( $\sigma_d$ ).

$$\left(\frac{M_R}{P_a}\right) = k_1 \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{oct}}}{P_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{\text{oct}}}{P_a}\right)^{k_3} \quad (2.45)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (MPa);

$\sigma_{\text{oct}}$  - tensão octaédrica normal (kPa);

$\tau_{\text{oct}}$  - tensão de cisalhamento octaédrica (kPa);

$P_a$  - pressão atmosférica (kPa);

$k_1, k_2, k_3$  - parâmetros de regressão.

MOHAMMAD *et al.* (1999) propôs equações que permitissem determinar os valores de  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  da equação 2.45 a partir de propriedades físicas do solo, tais como: umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade, peso específico seco, grau de compactação, grau de umidade (dado pela razão entre uma umidade qualquer e a umidade ótima obtidos na curva de compactação do ensaio de Proctor normal), conforme mostrado pelas equações 2.46, 2.47 e 2.48.

$$\begin{aligned} \log k_1 = & -0,679 + 0,0922 w + 0,00559 \gamma_d + 3,54 GC + 2,47 D_m \\ & + 0,00676 LL + 0,0116 LP + 0,0022 (\% \text{areia}) + 0,0182 (\% \text{silte}) \quad (R^2 = 0,80) \end{aligned} \quad (2.46)$$

$$\begin{aligned} \log k_2 = & -0,887 + 0,0044 w + 0,00934 \gamma_d + 0,264 GC + 0,305 D_m \\ & + 0,00877 LL + 0,00665 LP + 0,00116 (\% \text{areia}) + 0,00429 (\% \text{silte}) \quad (R^2 = 0,86) \end{aligned} \quad (2.47)$$

$$\begin{aligned} \log k_3 = & -0,638 + 0,00252 w + 0,00207 \gamma_d + 0,61 GC + 0,152 D_m \\ & + 0,000497 LL + 0,00416 LP + 0,00311 (\% \text{areia}) + 0,00143 (\% \text{silte}) \quad (R^2 = 0,48) \end{aligned} \quad (2.48)$$

onde:

$w$  - umidade (%);

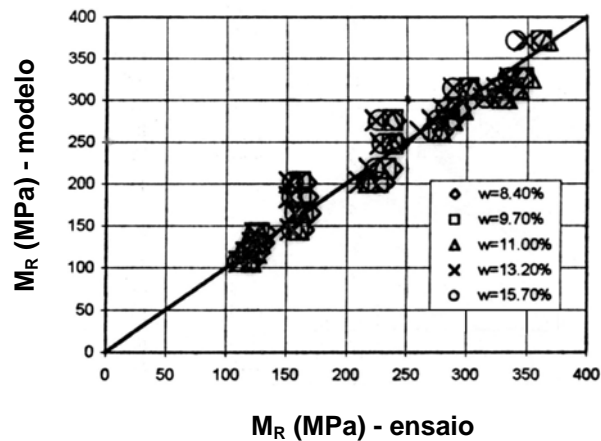
$\gamma_d$  - peso específico seco ( $\text{kN/m}^2$ );

$GC$  - grau de compactação (%);

$D_m$  - grau de umidade (%);

LL, LP - limite de liquidez (%) e limite de plasticidade (%), respectivamente.

MOHAMMAD *et al.* (1999) recomendaram o uso deste tipo de relações para a previsão dos valores de módulo de resiliência dos solos ensaiados. A figura 2.11 compara os valores de  $M_R$  obtidos através dos ensaios triaxiais cíclicos e os valores de  $M_R$  obtidos através da aplicação do modelo proposto pelos autores.



**FIGURA 2.11 – Valores do módulo de resiliência obtidos nos ensaios triaxiais cíclicos versus valores obtidos através da aplicação do modelo**