UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

PARÂMETROS DINÂMICOS DOS SOLOS

Monografia Geotécnica nº 1

DEDALUS - Acervo - EESC

Heraldo Luiz Giacheti

SÃO CARLOS - 1991

Publicação 108/91

A P R E S E N T A Ç Ã O

Tenho a satisfação de apresentar o texto inaugural da série de Monografias Geotécnicas, a qual será constituída pelas melhores revisões bibliográficas produzidas pelos pós-graduandos da área de Geotecnia da EESC-USP.

O objetivo é colocar a disposição dos alunos de graduação textos bem elaborados sobre temas relevantes em Geotecnia.

São Carlos, dezembro de 1991

José Carlos Angelo Cintra
Coordenador da Área de
Pós-Graduação em Geotecnia

EESC-USP
Biblioteca
CAMPUS DE S. CARLOS

CODIGO - 040 28-9
PAGINAS - 0037
TRANSACAO - IN EX DO DE
DATA - / /

SUMÁRIO

1 - INTRODUÇÃO 2

2 - REVISÃO DA LITERATURA. 3

2.1 - Dinâmica dos Solos. 3

2.2 - Parâmetros dinâmicos dos solos. 13

2.3 - Obtenção dos parâmetros dinâmicos dos solos. 27

2.4 - Parâmetros dinâmicos de solos tropicais. 49

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA 54

1 - INTRODUÇÃO

Nos últimos anos os engenheiros geotécnicos precisaram aprofundar seus conhecimentos sobre as propriedades dos solos que influenciam a resposta de fundações solicitadas dinamicamente.

No Brasil, a construção de usinas nucleares, plataformas "offshore", instalações de máquinas vibratórias e o isolamento de equipamentos sensíveis à vibrações, tem exigido a execução de ensaios geotécnicos especiais, com a finalidade de determinar os principais parâmetros dinâmicos dos solos: o módulo cisalhante e a razão de amortecimento interno.

Como em nosso país a dinâmica dos solos ainda é incipiente, julgou-se importante apresentar neste trabalho uma revisão da literatura e um levantamento bibliográfico sobre o assunto.

Com base na bibliográfia consultada, são apresentados alguns princípios da dinâmica dos solos, os principais parâmetros dinâmicos, os fatores que os afetam, as técnicas mais comuns de determinação e as expressões empíricas mais empregadas para estimativa.

É feito também um levantamento dos resultados de ensaios dinâmicos realizados em solos brasileiros e uma análise crítica da aplicabilidade de expressões empíricas consagradas para estimativa dos parâmetros dinâmicos destes solos.

Mais detalhes sobre este assunto, inclusive resultados de uma série de ensaios realizados em solos tropicais e uma discussão sobre as peculiaridades do comportamento dinâmico destes solos, podem ser obtidos na tese de doutoramento de GIACHETI (1991).

2 - REVISÃO DA LITERATURA

2.1 - Dinâmica dos solos

2.1.1 - Um breve histórico

Pode-se considerar que a dinâmica dos solos teve sua origem no Japão, nos anos de 1920 e 1930, devido a necessidade de estudar problemas relacionados aos terremotos. Desta época podem ser destacados importantes trabalhos que tratam do empuxo provocado por sismos, que procuram correlacionar os danos provocados por sismos e as condições do sub-solo e que estudam a interação dinâmica solo-estrutura (MONONOBE & MATSUO, 1929; SAITA & SUZUKI, 1934 e SEZAWA & KNAI, 1935 - apud GAZZETAS, 1987).

Também na década de 30, simultaneamente na Alemanha e União Soviética, várias tentativas foram feitas a fim de desenvolver uma metodologia para projetar fundações de máquinas.

Os estudos dos alemães resultaram numa variedade de métodos empíricos, muito utilizados até os anos 50, abandonados a partir daí por empregarem conceitos que contradizem a realidade física (RICHART et alii, 1970).

Por outro lado, as pesquisas soviéticas concentravam-se na hipótese de que o solo poderia ser representado por um semi-espaço elástico ideal (BARKAN, 1962), e tem sido utilizadas, com restrições, até os dias de hoje.

Na década de 50 e início de 60, os Estados Unidos pesquisavam o fenômeno da propagação de ondas, com ênfase à determinação de seus parâmetros dinâmicos. Isto resultou no desenvolvimento de novos equipamentos e técnicas para execução de ensaios de campo e laboratório (WOODS, 1978).

Neste mesmo período, os engenheiros japoneses continuavam seus estudos procurando associar o dano provocado por terremotos e as condições do subsolo, desenvolvendo metodologias para projetar

obras de terras sujeitas à solicitações sísmicas.

Nos últimos 25 anos, após os catastróficos terremotos do Alaska e Niigata, a dinâmica dos solos apresentou uma evolução espantosa alimentada principalmente pela necessidade de entender o comportamento de um maciço sujeito a ação de um terremoto. Esta evolução permitiu que, atualmente, sejam projetadas com segurança instalações especiais como, por exemplo, as estruturas de usinas nucleares, plataformas de petróleo "offshore", barragens de terra, fundações de máquinas e o isolamento de equipamentos sensíveis à vibrações.

Como resultado disto, atualmente a dinâmica dos solos constitui uma área importante da geotecnia. Ela utiliza, combina e assimila conceitos e técnicas de mecânica dos solos, teoria da propagação de ondas e de dinâmica das estruturas, bem como desenvolve seus próprios métodos de análise e técnicas para realização de ensaios "in situ" e em laboratório.

2.1.2 - Principais diferenças com a mecânica dos solos clássica

A diferença básica, advinda da velocidade de aplicação de tensões ou deformações no solo, conduz a importantes divergências entre a dinâmica dos solos e a mecânica dos solos dita tradicional (que trata de problemas estáticos).

Na dinâmica dos solos tem-se problemas onde as solicitações variam com o tempo (t). Consequentemente as tensões (σ) e deformações (ε), em qualquer elemento do solo, são de natureza dinâmica, ou seja, de forma $\sigma(t)$ e $\varepsilon(t)$. Assim, forças de inércia desenvolvem-se em todos os elementos do solo e as equações que regem a distribuição de tensões e deformações são equações de onda ao invés de equações de equilíbrio.

Outro aspecto importante no campo da dinâmica dos solos é que as tensões e deformações são de natureza cíclica, envolvendo vários ciclos de carregamento-descarregamento-recarregamento. Ao contrário, as solicitações estáticas induzem apenas carregamentos monotônicos. Desta forma, aspectos importantes a serem tratados nesta área do conhecimento estão relacionados ao comportamento histerético-inelástico dos solos, fenômenos ligados a degradação da rigidez-resistência bem como ao acúmulo de pressões neutras devido a este tipo de solicitação.

O melhor exemplo para representar as peculiaridades do comportamento dinâmico dos solos é aquele que trata dos sismos. Neste caso, o próprio conhecimento das solicitações impostas ao maciço já é parte integrante do problema, exigindo o conhecimento de propriedades dos solos e da teoria de propagação da onda neste meio. Além disso, a solicitação sísmica impõe na maioria dos elementos do solo um estado de tensão-deformação de natureza dinâmica-cíclica, envolvendo uma contínua rotação dos eixos de tensões principais, o que difere do estado de tensões estático convencional (compressão triaxial).

Entretanto, deve-se lembrar que existe, em muitos casos, similaridade entre problemas dinâmicos e estáticos correspondentes.

Assim a solução dos problemas estáticos são úteis como uma primeira aproximação, ou como referência para encaminhamento da análise dinâmica.

2.1.3 - Alguns princípios básicos

Para se trabalhar em dinâmica dos solos é necessário conhecer os fundamentos da engenharia de vibrações. Faz-se, a seguir, uma breve revisão dos principais conceitos envolvidos.

2.1.3.1 - Principais definições

- Vibração livre: vibração de um sistema sob ação de forças inerentes ao próprio sistema e com ausência de forças externas;

- vibração forçada: vibração de um sistema provocado por uma ou mais forças externas;

- graus de liberdade: número de coordenadas independentes necessárias para descrever a solução de um sistema;

- período: se um movimento repete-se a um mesmo intervalo de tempo, ele é chamado periódico e o tempo gasto para sua repetição é denominado período;

- ciclo: o movimento completo durante um período;

- freqüência: é o número de ciclos do movimentos por unidade de tempo;

- freqüência natural: se um sistema elástico vibra sob a ação de forças inerentes ao sistema e sem ação de qualquer força externa, a freqüência deste movimento é dita natural;

- ressonância: se a freqüência de excitação das forças externas coincide com qualquer uma das freqüências naturais do sistema diz-se que ocorrerá ressonância. Nesta condição a amplitude de vibração do sistema poderá ser fortemente ampliada.

2.1.3.2 - Propriedades do movimento harmônico

A forma mais simples de movimento periódico é o movimento harmônico, representado por funções seno e coseno. Considerando um movimento harmônico representado pela equação:

$$x = X \cdot \text{sen}\,(\omega . t - \zeta) \qquad (2.1)$$

onde ω é a freqüência angular, expressa em radianos por unidade de tempo, X é a amplitude máxima do movimento e ζ é o ângulo de fase inicial. Pode-se representar o deslocamento (x) pela projeção vertical do raio de um vetor de rotação de comprimento X (o valor de X representa a amplitude de deslocamento enquanto a distância 2X representa a amplitude de deslocamento pico-a-pico), conforme se move ao redor de um círculo com velocidade angular constante (Figura 2.1).

Como esta função se repete a intervalos de 2π radianos, um ciclo é completado quando:

$$\omega \cdot T = 2\pi \qquad (2.2.a)$$

ou

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \qquad (2.2.b)$$

onde T é o perído do movimento. A freqüência (f) é o inverso do período, assim:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \qquad (2.3)$$

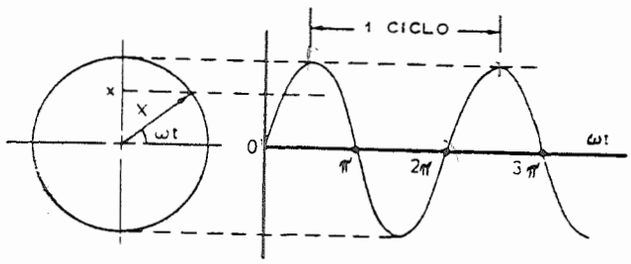

Fig.2.1: Representação vetorial do movimento harmônico simples (apud PRAKASK, 1981).

A fim de determinar a velocidade (v) e a aceleração (ac) do movimento, deve-se diferenciar a equação (2.1) em relação ao tempo. Tem-se assim:

$$v = \dot{x} = \frac{dx}{dt} = \omega X\cos(\omega t - \zeta) = \omega X\mathrm{sen}(\omega t + \pi/2 - \zeta) \qquad (2.4)$$

$$ac = \ddot{x} = \frac{d^2x}{dt^2} = -\omega^2 X\mathrm{sen}(\omega t - \zeta) = \omega^2 X\mathrm{sen}(\omega t + \pi - \zeta) \qquad (2.5)$$

As equações (2.4) e (2.5) mostram que tanto a velocidade como a aceleração são harmônicas e podem ser representadas por vetores ωX e $\omega^2 X$. Existe, entretanto, uma distância entre estes vetores e o de deslocamento; $\pi/2$ e π, repectivamente.

Pode-se observar na Figura 2.2 a projeção vertical destes vetores em relação ao tempo (t). O ângulo entre os vetores são conhecidos como ângulos de fase. Assim o vetor de velocidade dista do vetor de deslocamento de 90°; o vetor de aceleração dista de 180° do vetor de deslocamento e de 90° do vetor de velocidade.

2.1.3.3 - Vibrações de sistemas com um grau de liberdade

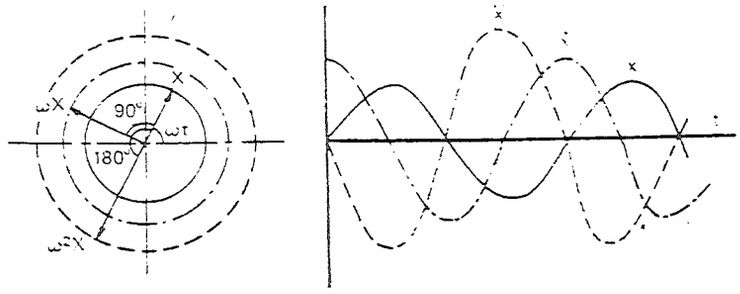

Fig.2.2: Representação vetorial do deslocamento, velocidade e aceleração (apud PRAKASK, 1981).

Nos sistemas com um grau de liberdade a posição de qualquer de suas partes pode ser descrita por uma única variável, em qualquer instante.

Em função do tipo de solicitação imposta ao sistema e da forma com que este responde pode-se dividir os movimentos vibratórios nos seguintes tipos:

- vibração livre não amortecida;

- vibração livre com amortecimento viscoso;

- vibração forçada não amortecida;

- vibração forçada com amortecimento viscoso.

Os modelos reológicos que representam cada um destes tipos de vibrações são apresentados na Figura 2.3.

A solução de cada um destes problemas é possível aplicando-se, para cada um dos sistemas, a segunda lei de Newton, considerando-se as diferentes condições de contorno (RICHART et alii, 1970).

2.1.3.4 - Noções gerais sobre a propagação de ondas sísmicas

(a) Propagação de ondas em meios elásticos limitados

Vários sistemas físicos sujeitos à vibrações podem ser representados por idênticas equações de movimento, chamadas equações de onda, expressas pela equação diferencial parcial:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \qquad (2.6)$$

onde u é a componente de deslocamento na direção de x e V é a velocidade de propagação da onda.

Alguns dos sistemas que podem ter seu movimento descrito por

esta equação são as barras sujeitas à vibrações longitudinais ou torcionais, ondas propagando-se em um fluido ideal ao longo de um recipiente, vibrações transversais em uma mola tracionada, entre outros.

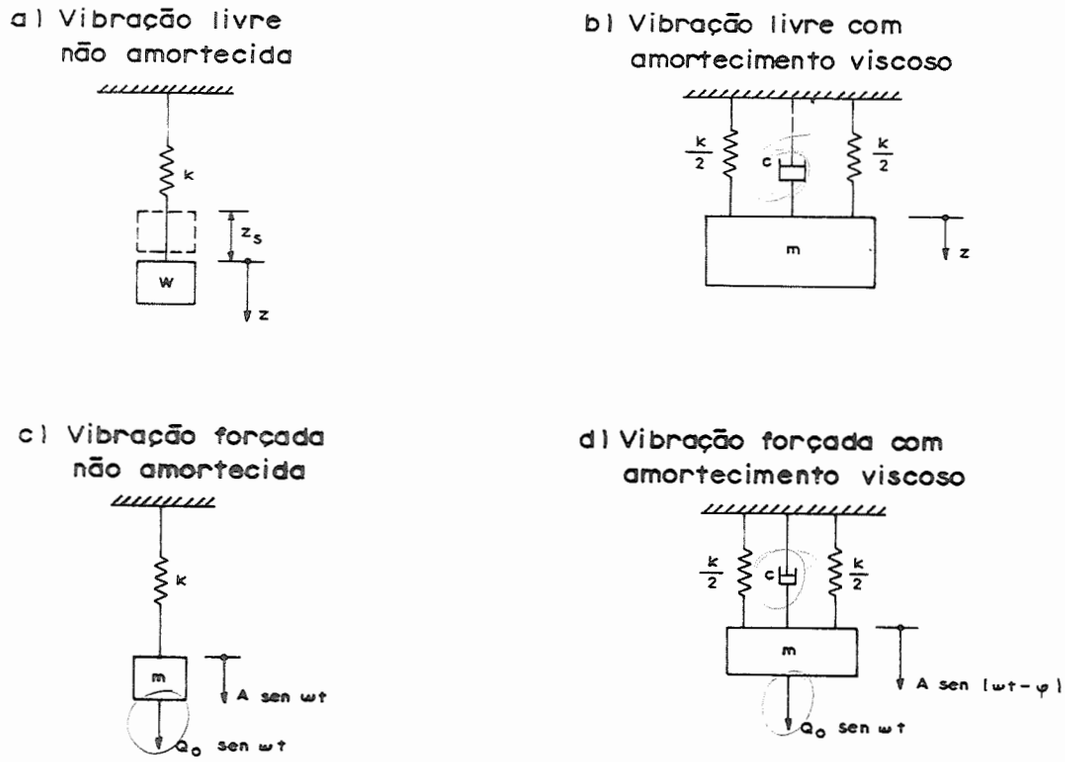

Fig.2.3: Representação de diferentes tipos de sistemas vibratórios com um grau de liberdade (apud RICHART et alii, 1970).

Um sistema físico de especial interesse para a dinâmica dos solos, pois representa a condição de um ensaio de laboratório muito utilizado, é a vibração longitudinal e torcional em barras.

A solução da equação de movimento para uma barra de comprimento semi-infinito, considerando as vibrações longitudinais e torsionais, resulta, para cada um dos tipos de vibrações, nas velocidades de propagação da ondas, dadas por:

$$Vp = \sqrt{E / \rho} \qquad (2.7)$$

e

$$Vs = \sqrt{G / \rho} \qquad (2.8)$$

onde:

Vp - velocidade de propagação da onda de compressão, provocada pela vibração longitudinal;

Vs - velocidade de propagação da onda cisalhante, provocada pela vibração torcional;

ρ - massa específica;

E - módulo de elasticidade longitudinal;

G - módulo de elasticidade transversal ou módulo cisalhante;

Em certos casos, é necessário estudar a propagação de ondas nas extremidades das barras de comprimento finito. Para tanto é necessário conhecer as restrições destas extremidades, que podem ser:

- ambas extremidades livres;

- uma extremidade livre e a outra fixa;

- ambas extremidades fixas.

Embora a equação de onda que rege este fenômeno seja a mesma, cada uma destas restrições impõe certas condições de contorno, que devem ser consideradas na solução.

No item 4.1.1.4 deste trabalho, que trata de modelo teórico do ensaio de coluna ressonante, é apresentado o equacionamento do movimento de uma barra de comprimento finito sujeito a vibração torcional com as extremidades fixa-livre, que é o modelo adequado para representar um dos tipos deste ensaio.

(b) Propagação de ondas no globo terrestre

Admitindo que o globo terrestre seja um meio ideal, ou seja: contínuo, homogêneo, isotrópico, elástico e tratado agora como infinito, é possível, através da aplicação da equação do movimento, conhecer o fenômeno de propagação de ondas neste meio.

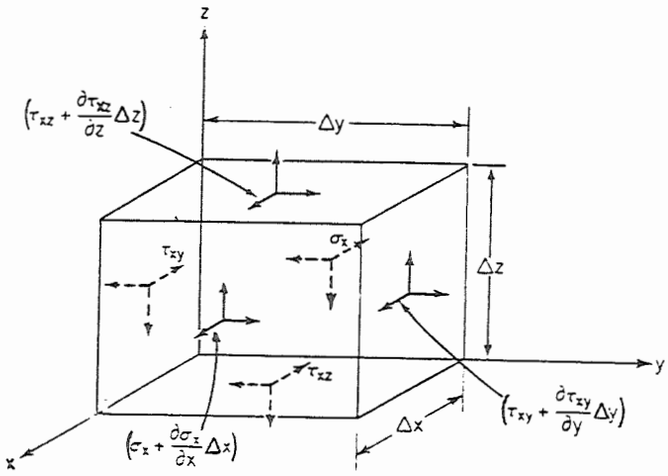

Fig.2.4: Tensões atuantes num elemento de um meio elástico infinito (apud RICHART et alii, 1970).

Assim, partindo-se da equação do movimento, em termos de tensões, de um elemento infinitesimal em equilíbrio no interior do meio idealizado (Figura 2.4), conforme detalhado por RICHART et alii

(1970) e apresentado aqui resumidamente como:

$$\rho \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma x}{\partial x} + \frac{\partial \tau xy}{\partial y} + \frac{\partial \tau xz}{\partial z} \qquad (2.9)$$

$$\rho \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau yx}{\partial x} + \frac{\partial \sigma y}{\partial y} + \frac{\partial \tau yz}{\partial z} \qquad (2.10)$$

$$\rho \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau zx}{\partial x} + \frac{\partial \tau zy}{\partial y} + \frac{\partial \sigma z}{\partial z} \qquad (2.11)$$

onde ρ é a massa específica, u, v e w as componentes de deslocamento nas direções x, y e z, respectivamente, e t o tempo, é possível obter duas soluções para a equação do movimento:

- uma que descreve a propagação de uma onda longitudinal, dada por:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon v}{\partial t^2} = \frac{(\lambda + 2G)}{\rho} \left(\frac{\partial^2 \varepsilon v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon v}{\partial z^2}\right) \qquad (2.12)$$

de onde chega-se na determinação da velocidade de propagação da onda de compressão (Vp) como:

$$Vp = \sqrt{(\lambda + 2G) / \rho} \qquad (2.13)$$

onde:

$\varepsilon v = \varepsilon x + \varepsilon y + \varepsilon z$ - deformação volumétrica específica;

$\lambda = \nu . E / (1 + \nu).(1 - 2\nu)$ - constante de Lamé;

$G = E / 2.(1 + \nu)$ - módulo cisalhante;

E - módulo de elasticidade transversal;

ν - coeficiente de Poisson.

- outra solução, que descreve a propagação de uma onda transversal, dada analogamente por:

$$\frac{\partial^2 \theta x}{\partial t^2} = \left(\frac{G}{\rho}\right) \left(\frac{\partial^2 \theta x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \theta x}{\partial z^2}\right) \qquad (2.14)$$

onde θx é a rotação angular na direção de x. Tem-se, desta forma, a velocidade de propagação da onda cisalhante (Vs), dada pela equação (2.8).

Com base no exposto é possível demonstrar que um meio elástico infinito pode estar sujeito a dois tipos de ondas volumétricas, que se propagam em seu interior, e que induzem diferentes tipos de movimento no maciço. Estas ondas são normalmente denominadas por:

- onda de compressão ou onda P, também chamada de primária ou longitudinal;

- onda cisalhante ou onda S, também chamada de secundária ou transversal.

A onda P caracteriza-se pelo movimento de vibração das partículas do meio se fazer na direção da propagação da onda (Figura 2.5.a).

A onda S caracteriza-se pelo movimento de vibração das partículas se fazer numa direção perpendicular à direção de propagação da onda (Figura 2.5.b); a direção de vibração das partículas esta contida num plano perpendicular à direção de propagação e pode ser decomposta numa componente contida num plano horizontal e uma outra contida num plano vertical.

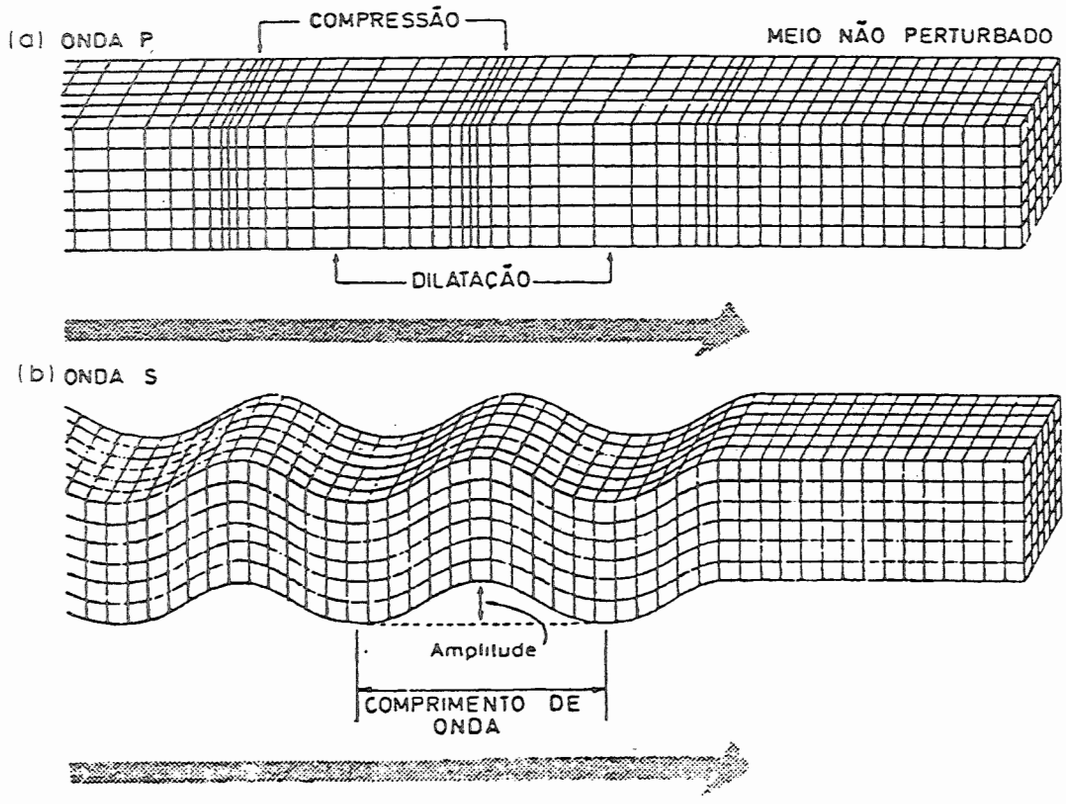

Fig.2.5: Representação esquemática da propagação das ondas P e S (apud RODRIGUES, 1979).

No caso do movimento se dar exclusivamente no plano horizontal diz-se que a onda cisalhante esta polarizada horizontalmente e é designada por SH; no caso de se fazer apenas no plano vertical diz-se que a onda esta polarizada verticalmente e designa-se por SV.

Se, aos invés de um meio elástico infinito, considerar-se a hipótese de um semi-espaço elástico, a equação do movimento admite ainda uma terceira solução, a qual corresponde a uma onda que se

propaga na superfície livre do meio e cuja influência diminui rapidamente com a profundidade.

Esta é uma onda de superfície, denominada onda de Rayleigh, ou onda R. O movimento das partículas, sempre num plano vertical, é elíptico e tem sentido contrário à direção de propagação, conforme é mostrado na Figura 2.6.

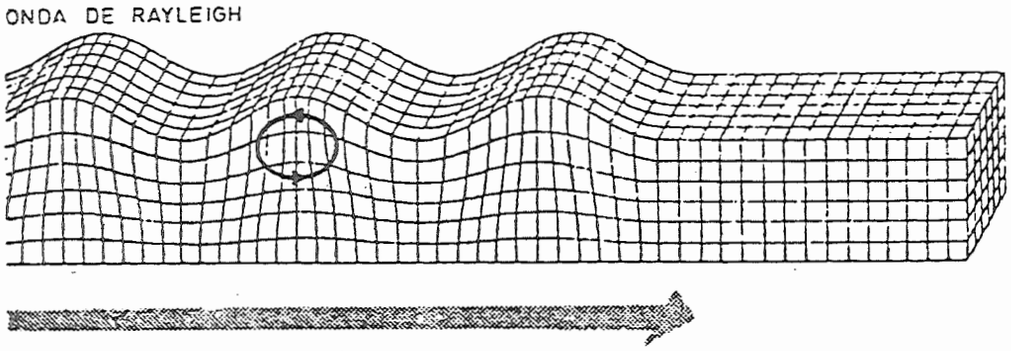

Fig.2.6: Representação esquemática da propagação da onda R (apud RODRIGUES, 1979).

Com base na teoria da elasticidade é possível conhecer a relação entre as velocidades de propagação de ondas em função do coeficiente de Poisson. Na Figura 2.7 estão representadas as relações entre as velocidades de propagação de ondas P, S e R num semi-espaço elástico para valores de coeficiente de Poisson variando entre 0 e 0,5.

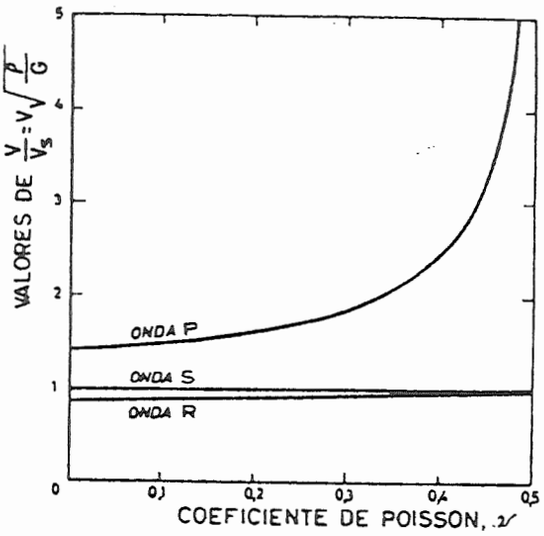

Fig.2.7: Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades de ondas P, S e R num semi-espaço elástico (apud RICHART et alii, 1970).

Nota-se, da análise deste gráfico, que as ondas S e R

apresentam velocidades de propagação muito próximas, especialmente quando o coeficiente de Poisson assume valores maiores que 0,3. Por isso, para muitas aplicações práticas de engenharia, é comum considerar a velocidade de propagação da onda R igual a da onda S.

2.1.4 - Aplicações da dinâmica dos solos

Existe uma variedade de problemas de geotecnia onde a solução necessariamente utiliza conceitos e métodos advíndos da dinâmica dos solos. Os mais freqüentes são:

- fundações de máquinas;
- engenharia de terremoto;
- isolamento de equipamentos sensíveis à vibrações;
- oscilações induzidas por ondas em estruturas "offshore";
- vibrações provocadas por tráfego rodoviário ou ferroviário;
- vibrações ou recalques induzidos pela instalação de estacas;
- efeito de explosões;
- liquefação dos solos; e
- etc...

Um dos aspectos mais importantes e fundamentais para solução de todos estes problemas é o conhecimento adequado dos parâmetros dinâmicos dos solos, de modo que se possa conseguir soluções satisfatórias (RICHART et alii, 1970).

2.2 - Parâmetros dinâmicos dos solos

2.2.1 - Definição dos principais parâmetros

Os parâmetros dinâmicos dos solos são:

- a resistência ao cisalhamento avaliada em termos dos efeitos da velocidade de deformação;
- os módulos dinâmicos: de Young, cisalhante, volumétrico e confinado;
- o coeficiente de Poisson;
- os parâmetros de amortecimento;
- os parâmetros de liquefação.

O módulo cisalhante dinâmico (G) e a razão de amortecimento interno (D) são os dois principais parâmetros dinâmicos necessários ao projeto de fundações sujeitas à vibrações e para avaliação da

propagação de ondas nos solos.

Como a maioria dos solos apresenta uma relação tensão-deformação não-linear, o módulo cisalhante dinâmico (G) normalmente é expresso pelo ponto extremo da laçada de histerese (Figura 2.8).

A razão de amortecimento interno (D) é um parâmetro que indica o quanto de energia é absorvida pelo solo devido as deformações plásticas. Ele é proporcional a área da laçada de histerese (Figura 2.8), conforme expressão:

$$D = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{Área de laçada de histerese}}{\text{Soma das áreas dos triângulos OAB e OA'B'}} \qquad (2.15)$$

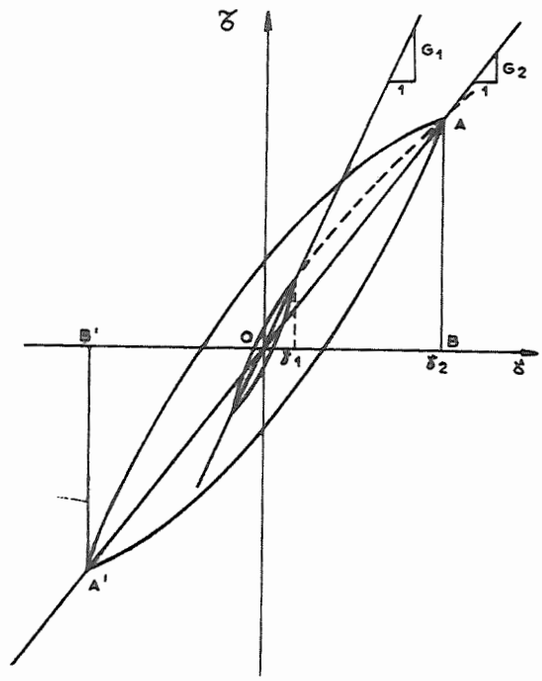

Fig.2.8: Relação tensão-deformação na histerese para diferentes amplitudes de deformação (apud SEED & IDRISS, 1970).

É evidente que estes parâmetros são fortemente influenciados por uma série de fatores. Nesta rápida apresentação já se pode observar a grande influência da amplitude de deformação em ambos os parâmetros aqui definidos (Figura 2.8). Esta questão será abordada com detalhes nos próximos itens.

2.2.2 - Principais fatores que afetam os parâmetros dinâmicos dos solos

Vários pesquisadores estudaram os fatores que afetam o módulo cisalhante e a razão de amortecimento interno.

Destacam-se os trabalhos pioneiros e consagrados de HARDIN &

BLACK (1968) e HARDIN & DRNEVICH (1972a) que servirão de base para o exposto a seguir.

HARDIN & BLACK (1968) indicaram que o módulo cisalhante é influenciado por uma série de fatores, conforme função:

$$G = f\ (\gamma,\ \sigma o',\ e,\ h,\ Sr,\ CG,\ \tau o,\ f,\ \theta e,\ TT) \qquad (2.16)$$

onde:

γ - amplitude de deformação cisalhante;

$\sigma o'$ - tensão normal efetiva octaédrica;

e - índice de vazios;

h - histórico de tensões ou de vibrações;

t - tempo;

Sr - grau de saturação;

CG - características dos grãos como forma, tamanho, graduação e mineralogia;

τo - componente desviatória de tensões ou tensão cisalhante octaédrica;

f - freqüência de vibrações;

θe - estrutura do solo;

TT - temperatura.

Como indicado, há uma variedade de fatores que afetam tanto o módulo como o amortecimento. No entanto, alguns exercem maior influência que outros. HARDIN & DRNEVICH (1972a) agruparam estes fatores em três categorias: fatores muito importânte (V), de menor importância (L) e relativamente sem importância (U e R), conforme apresentado na Tabela 2.1.

Este agrupamento baseia-se em resultados da pesquisa de HARDIN & DRNEVICH (1972a) bem como em outros trabalhos desenvolvidos até aquela época.

Observa-se, nesta tabela, que existem fatores muito importantes, tanto para o módulo como para o amortecimento de solos arenosos e argilosos. São eles a amplitude de deformação cisalhante, a tensão normal efetiva octaédrica e o índice de vazios.

Também é indicado que as características granulométricas dos solos são consideradas praticamente sem importância, tanto para o módulo como para a razão de amortecimento, exceto quando esta afeta um dos fatores listados como importantes. As características granulométricas afetam o índice de vazios e a resistência ao cisalhamento dos solos, mas caso o efeito destes parâmetros já tenha sido considerado , não há necessidade de levar em conta o efeito da granulometria (HARDIN & DRNEVICH, 1972a).

Tab.2.1: Fatores que afetam o módulo e a razão de amortecimento de areias e de solos coesivos (apud HARDIN & DRNEVICH, 1972a).

FATORES	IMPORTÂNCIA PARA (*)			
	Módulo Cisalh.		Razão de Amort.	
	Areias Limpas	Solos coesivos	Areias Limpas	Solos coesivos
Amplitude de deformação	V	V	V	V
Tensão normal efetiva octaéd.	V	V	V	V
Índice de vazios	V	V	V	V
No. ciclos de carregamento	R	R	V	V
Grau de saturação	R	V	L	U
Razão de sobre-adensamento	R	L	R	L
Envoltória resistência efetiva	L	L	L	L
Tensão cisalhante octaédrica	L	L	L	L
Freqüência vibração (> 0,1Hz)	R	R	R	L
Efeitos do tempo	R	L	R	L
Características dos grãos	R	R	R	R
Estrutura do solo	R	R	R	R
Var. Vol. devido defor. cisalh.	U	R	U	R

(*) V significa muito importante, L significa menor importância, R significa sem importância exceto quando este pode afetar outro parâmetro e U significa relativamente sem importância ou sua importância não estava claramente definida até aquele momento.

A seguir será apresentado como os principais fatores afetam tanto o módulo cisalhante (G) como a razão de amortecimento interno (D).

2.2.2.1 - O efeito da amplitude de deformação

O módulo cisalhante, quando determinado a amplitudes de deformação inferiores a 10^{-3} %, praticamente independe da deformação, sendo então denominado módulo cisalhante à baixa amplitude ou módulo cisalhante máximo, simbolizado por Go.

A medida que a amplitude de deformação aumenta além dos 10^{-3} %, tem-se uma diminuição gradativa deste módulo ao mesmo tempo

que a razão de amortecimento interno aumenta. Este efeito é ilustrado na Figura 2.9.

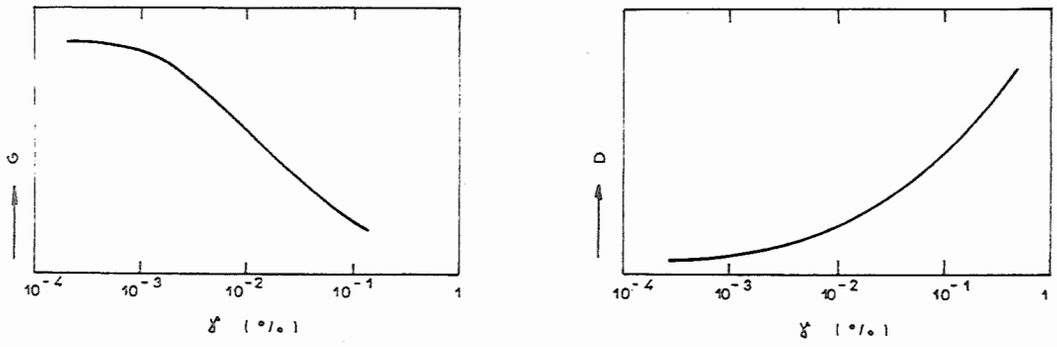

Fig.2.9: Representação esquemática do efeito da amplitude de deformação no módulo e no amortecimento dos solos (apud STOKOE, 1980).

É comum representar a variação do módulo cisalhante com a amplitude de deformação através de um gráfico, onde na abcissa tem-se a amplitude de deformação e na ordenada tem-se a relação entre o módulo cisalhante a uma dada amplitude e o módulo cisalhante máximo (G/Go). Esta curva é denominada curva de degradação do módulo (Figura 2.10).

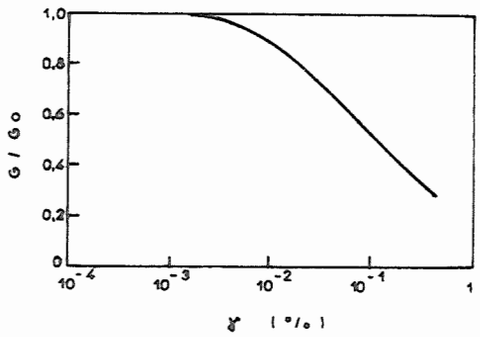

Fig.2.10: Representação esquemática da curva de degradação do módulo.

2.2.2.2 - O efeito da tensão normal efetiva octaédrica

Para uma dada amplitude de deformação cisalhante, quando o solo é submetido a um acréscimo na tensão confinante, este responderá com um aumento no módulo cisalhante e uma diminuição na razão de amortecimento interno (Figura 2.11).

2.2.2.3 - O efeito do índice de vazios

Para uma dada amplitude de deformação cisalhante, a redução do índice de vazios de um solo provocará um aumento no módulo cisalhante, ao mesmo tempo, a razão de amortecimento interno sofrerá um acréscimo, conforme mostra a Figura 2.12.

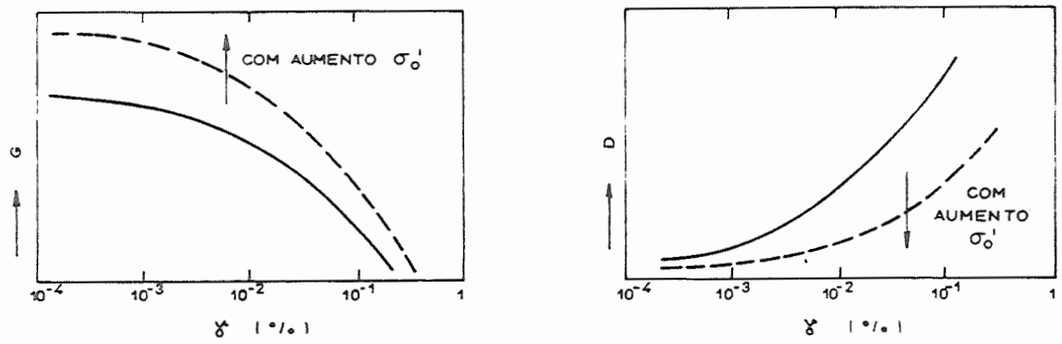

Fig.2.11: Representação esquemática do efeito do confinamento no módulo e no amortecimento dos solos (apud STOKOE, 1980).

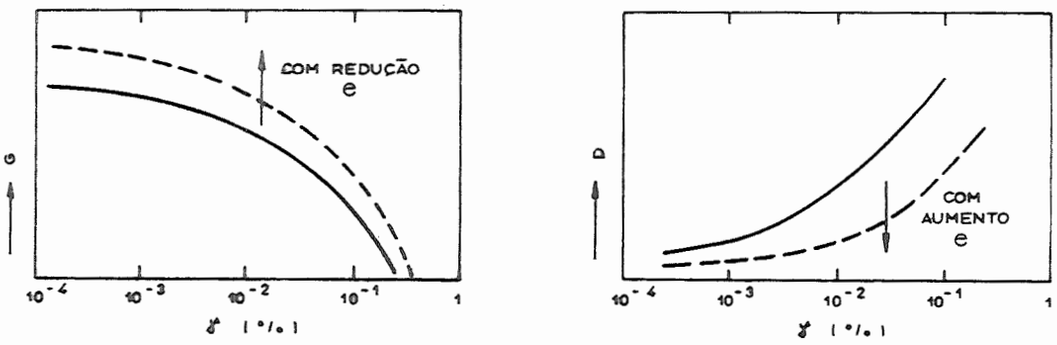

Fig.2.12: Representação esquemática do efeito de índice de vazios no módulo e no amortecimento dos solos (apud STOKOE, 1980).

2.2.2.4 - O efeito do pré-adensamento

Para uma dada amplitude de deformação cisalhante, o pré-adensamento provocará um aumento no módulo cisalhante e praticamente não causará nenhum efeito sobre a razão de amortecimento interno (Figura 2.13).

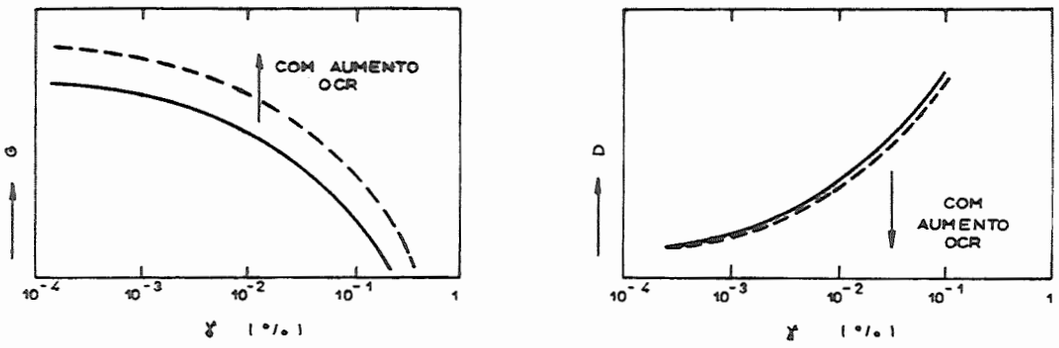

Fig.2.13: Representação esquemática do efeito do pré-adensamento no módulo e no amortecimento interno dos solos argilosos (apud DOBRY & VUCETIC, 1987 in VUCETIC & DOBRY, 1991).

2.2.2.5 - O efeito do tempo de confinamento

ANDERSON & STOKOE (1977) apresentaram um estudo abrangente sobre a influência do tempo de confinamento no módulo cisalhante máximo (Go) de solos arenosos e argilosos.

O aumento de Go com o tempo de confinamento é caracterizado por duas fases distintas (Figura 2.14):

- uma fase inicial, em que o módulo aumenta com o tempo, resultante da variação do índice de vazios durante o adensamento primário; e

- uma segunda fase, em que o módulo aumenta de forma aproximadamente constante com o logarítmo do tempo, denominado efeito do tempo a longo prazo.

Para expressar o efeito do tempo a longo prazo utiliza-se o parâmetro IG, definido por:

$$IG = \frac{Go}{Log\ (t2\ /\ t1)} \qquad (2.17.a)$$

onde t1 e t2 são tempos após o término do adensamento primário e Go é a variação do módulo cisalhante máximo para este intervalo de tempo (Figura 2.14).

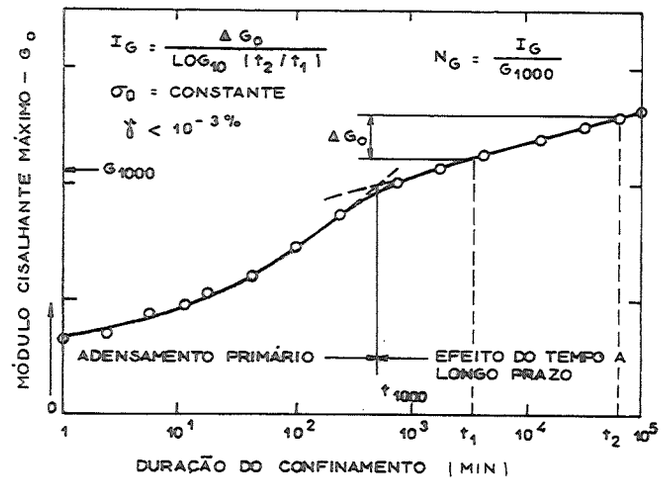

Fig.2.14: Fases de variação de Go com o tempo de confinamento (apud ANDERSON & STOKOE, 1977).

Outra forma de expressar este efeito, em termos relativos, é utilizar o parâmetro NG, definido por:

$$NG = \left(\frac{IG}{G1000}\right) . 100\ \% \qquad (2.17.b)$$

onde G1000 é o módulo cisalhante máximo medido após um tempo de confinamento de 1.000 minutos.

A duração do adensamento primário e a magnitude do efeito do tempo a longo prazo variam em função do tipo de solo, volume de vazios inicial, tensão confinante e histórico de tensões. A Figura 2.15 ilustra o comportamento típico da variação de Go com o tempo de confinamento para diferentes solos. São apresentados também, nesta figura, a faixa de variação de NG observada por ANDERSON & STOKOE (1977) para estes solos.

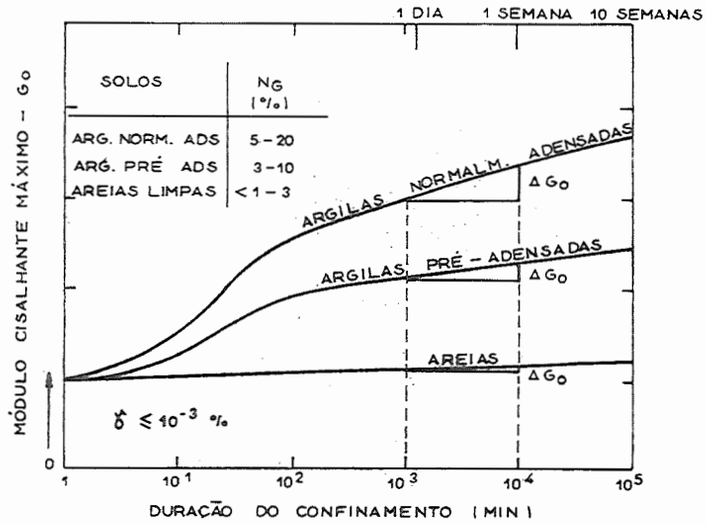

Fig.2.15: Efeito do tempo de confinamento no módulo cisalhante máximo (apud ANDERSON & STOKOE, 1977).

2.2.2.6 - O efeito da tensão de sucção

A tensão de sucção, presente nos solos parcialmente saturados, exerce uma influência significativa no módulo Go. Este efeito foi estudado por Wu (1983), em solos arenosos finos.

A influência deste fator, expressa através do grau de saturação, é apresentada na Figura 2.16.

Um acréscimo significativo no valor de Go para solos arenosos finos foi observado para graus de saturação entre 5 e 25 %. Para a condição saturada o valor de Go é igual ou ligeiramente diferente da condição seca. Outro aspecto observado é que o aumento da tensão confinante tende a diminuir o efeito da tensão de sucção (Figura 2.16).

2.2.2.7 - O efeito de aditivos cimentantes

Trabalho pioneiro que tratou do efeito de aditivos cimentantes nos parâmetros dinâmicos dos solos foi apresentado por CHIANG & CHAE (1972). A adição de cimento portland para estabilização de areias e siltes sujeitos a solicitações dinâmicas mostrou-se muito eficiente, uma vez que a cimentação provoca um aumento na rigidez do solo, reduzindo sua deformação.

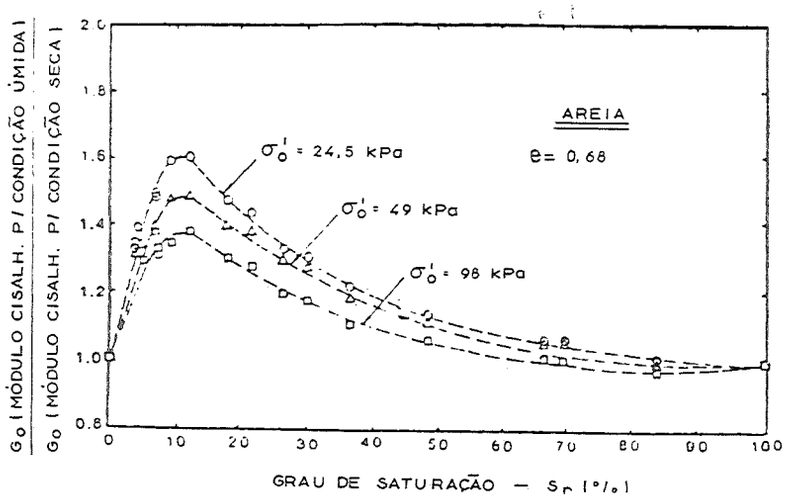

Fig.2.16: Relação entre Go(condição umida)/Go(condição seca) versus o grau de saturação para uma areia sob diferentes tensões confinantes (apud Wu, 1983).

Outras pesquisas, nesta mesma linha, publicadas posteriormente (AU & CHAE, 1980; ACAR & EL-TAHIR, 1986; CHANG & WOODS, 1987 e SAXENA et alii, 1988), confirmaram que o aumento da porcentagem de cimento (C) na mistura provoca um acréscimo no módulo Go do solo, conforme mostra a Figura 2.17. Observa-se também, nesta figura, que o efeito da cimentação diminui com o aumento de tensão confinante.

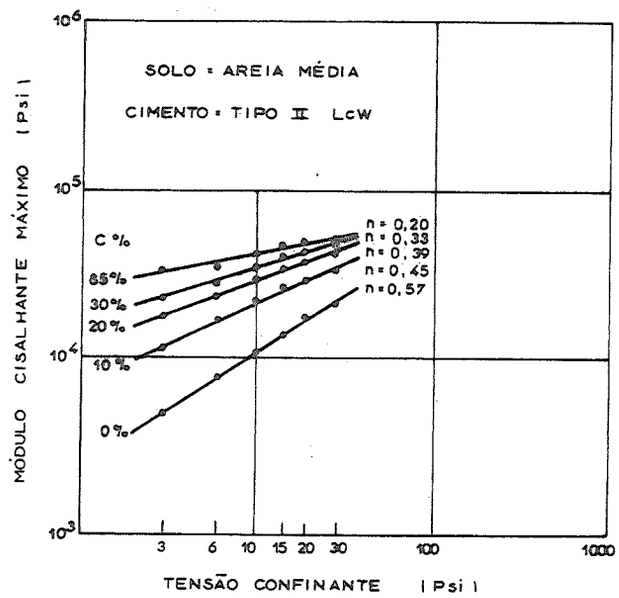

Fig.2.17: Variação de Go com a tensão confinante e a porcentagem de cimento para uma areia (apud CHANG & WOODS, 1987).

A cimentação também exerce um importante papel na degradação do módulo cisalhante, ou seja, na redução do módulo com o aumento da amplitude de deformação. ACAR & EL-TAHIR (1986) mostraram que há uma maior degradação do módulo para os solos que apresentam maior

densidade relativa (Dr) e porcentagem de cimento (C) (Figura 2.18).

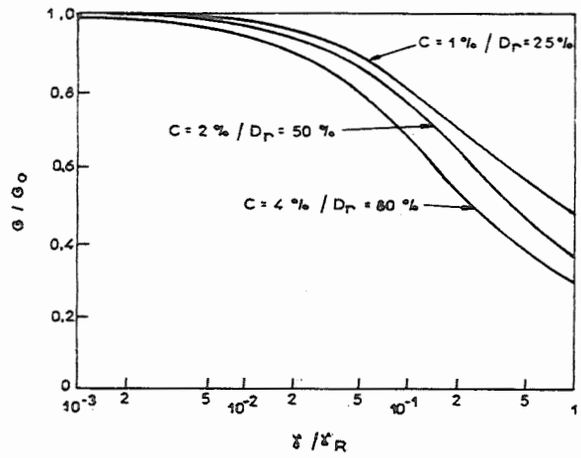

Fig.2.18: Efeito da porcentagem de cimento e densidade relativa na curva de degradação do módulo para a areia Monterey no. 0 (apud ACAR & EL-TAHIR, 1986).

2.2.2.8 - O efeito da plasticidade

MASSARCH & DRNEVICH (1979), MASSARSH, (1985) e VUCETIC & DOBRY (1991) mostraram que a plasticidade do solo, quantificada através do índice de plasticidade (IP), exerce um importante papel sobre os parâmetros dinâmicos dos solos.

O aumento da plasticidade provoca um acréscimo em Go se o solo for pré-adensado, mantendo-se constante se este for normalmente adensado. Já, a razão de amortecimento interno diminui com o acréscimo do IP.

A degradação do módulo é indicada como a mais influenciada pela plasticidade do solo. O aumento do IP provoca uma menor degradação, conforme mostra a Figura 2.19.

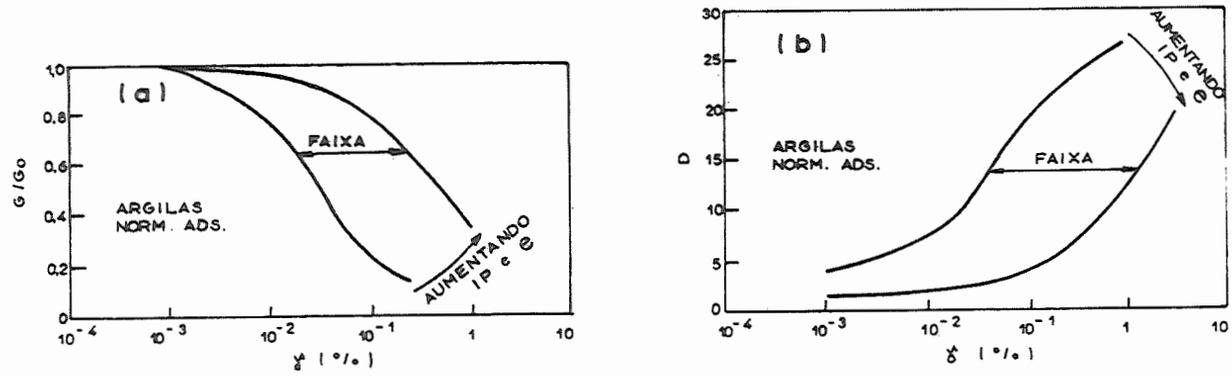

Fig.2.19: Variação de G/Go x γ e D x γ com o índice de plasticidade e o índice de vazios do solo (apud VUCETIC & DOBRY, 1991).

2.2.2.9 - Os demais fatores que afetam G e D

Conforme apresentado na Tabela 2.1, vários outros fatores afetam o comportamento dinâmico dos solos, no entanto, foram apresentados apenas aqueles que exercem grande influência e os que tem maior importância no âmbito do desenvolvimento deste trabalho.

2.2.3 - Modelos para representação da curva tensão - deformação utilizados em dinâmica dos solos

A amplitude de deformação, como já exposto no item anterior, exerce um papel muito importante no comportamento dinâmico dos solos. Assim, o equacionamento da curva tensão-deformação dos solos facilita a obtenção dos parâmetros dinâmicos bem como expressa a influência da deformação nos mesmos.

Os modelos mais utilizados para este fim são o hiperbólico, proposto por HARDIN & DRNEVICH (1972b), e a equação tri-parâmetrica de RAMBERG & OSGOOD (1943). Tais modelos são bastante empregados na simulação do comportamento dinâmico de maciços terrosos e interação dinâmica solo-estrutura através de métodos numéricos como elementos finitos e das características (RICHART, 1975).

2.2.3.1 - O modelo hiperbólico de HARDIN & DRNEVICH (1972b)

Este modelo admite que a razão de amortecimento interno dos solos esta associada ao módulo cisalhante e a relação entre a tensão cisalhante e a amplitude de deformação pode ser aproximada por uma equação hiperbólica do tipo (Figura 2.20.a):

$$\tau = \frac{\gamma}{(1/Go + \gamma/\tau max)} \qquad (2.18)$$

onde τ é a tensão cisalhante, γ a deformação cisalhante, τmax a tensão cisalhante de ruptura, Go o módulo cisalhante máximo e γ a deformação de referência, dada por:

$$\gamma r = \frac{\tau max}{Go} \qquad (2.19)$$

A deformação de referência (γr) é a deformação correspondente à intensecção de uma reta passando pela origem com inclinação igual a Go e uma linha horizontal onde $\tau = \tau max$ (Figura 2.20.a).

A tensão cisalhante de ruptura (τmax) pode ser obtida da seguinte forma: a Figura 2.21.a mostra um elemento de solo sujeito a tensões efetivas verticais e horizontais, $\sigma v'$ e $Ko.\sigma v'$, respectivamente (Ko é o coeficiente de empuxo de repouso). O círculo de Mohr correspondente é apresentado na Figura 2.21.c (círculo no. 1). A partir do círculo no. 1, da envoltória de resistência do solo e de uma condição de cisalhamento puro, como representado na Figura 2.21.b, é possível, através de relações geométricas e trigonométricas, deduzir a seguinte expressão para τmax:

$$\max = \left\{ \left[\frac{(1 + Ko)}{2} \sigma v' \operatorname{sen}\phi' + c' \cos\phi' \right]^2 - \left[\frac{(1 - Ko)}{2} \sigma v' \right]^2 \right\}^{1/2} \qquad (2.20)$$

onde c′ e ϕ′ são os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas, respectivamente intercepto de coesão e ângulo de atrito interno.

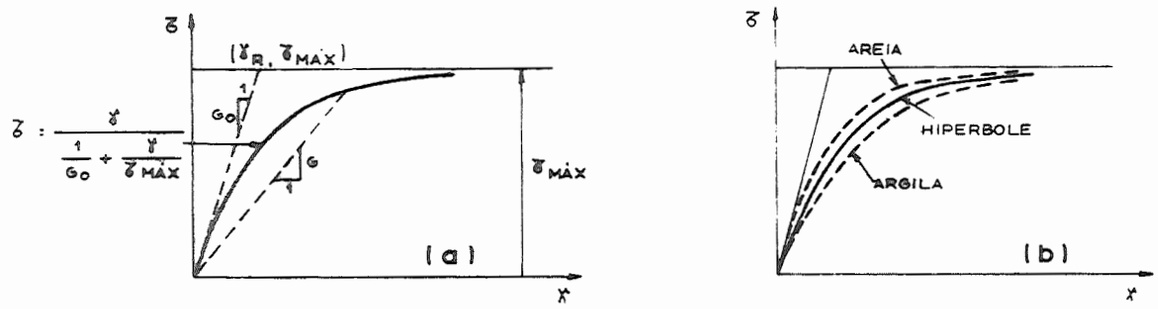

Fig.2.20: (a) Representação da curva tensão-deformação hiperbólica (b) Relação entre o comportamento idealizado e o observado para areias e para argilas (apud HARDIN & DRNEVICH, 1972b).

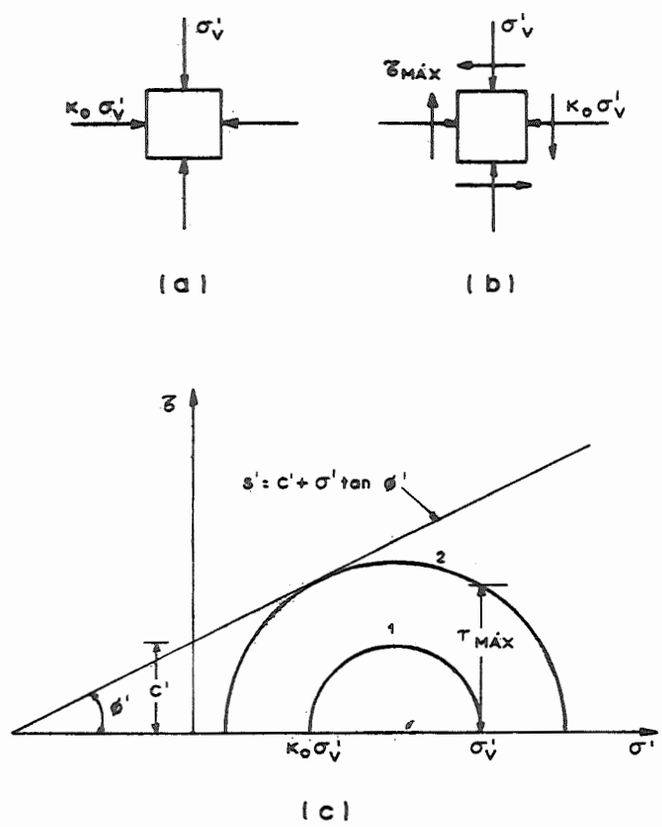

Fig.2.21: Definição de τ max (apud DAS, 1983).

Para relacionar a razão de amortecimento interno ao módulo cisalhante, HARDIN & DRNEVICH (1972b) propõem uma relação

simplificada, expressa pela seguinte equação:

$$D = Do \cdot (1 - G / Go) \qquad (2.21)$$

onde Do é a razão de amortecimento interno máxima do solo, que teoricamente ocorre quando G = 0.

Esta relação baseia-se na observação experimental da laçada de histerese formada por curvas tensão-deformação dos solos sujeitos a carregamentos cíclicos (Figura 2.8).

Para simplificar a representação da curva tensão-deformação hiperbólica dos solos pode-se dividir ambos os lados da expressão 2.18 por γ, obtendo-se assim o módulo cisalhante secante ($G = \tau / \gamma$). Dividindo-se a equação resultante por Go modifica-se a expressão para:

$$\frac{G}{Go} = \frac{1}{(1 + \gamma / \gamma r)} \qquad (2.22)$$

Substituindo a equação 2.22 na 2.21 e dividindo-a por Do tem-se:

$$\frac{D}{Do} = \frac{(\gamma / \gamma r)}{1 + (\gamma / \gamma r)} \qquad (2.23)$$

que resultam em equações hiperbólicas perfeitas para representar a relação entre G x γ e D x γ. Entretanto, estudos tem indicado que a relação tensão-deformação para areias e argilas fogem da forma hiperbólica idealizada, conforme mostra a Figura 2.20.b.

Estas curvas podem ser modificadas para fornecerem uma melhor aproximação da forma idealizada se a escala da deformação for modificada. Isto é feito definindo-se a deformação hiperbólica (γh) como segue:

$$\gamma h = \frac{\gamma}{\gamma r} \cdot (1 + a \cdot \exp^{-b \cdot (\gamma/\gamma r)}) \qquad (2.24)$$

onde a e b são parâmetros hiperbólicos do solo, cujo valores típicos sugeridos pelos autores do modelo são apresentados na Tabela 2.2.

Com esta correção o módulo cisalhante e a razão de amortecimento interno são expressos em termos da deformação hiperbólica (γh) segundo as expressões 2.25 e 2.26.

$$\frac{G}{Go} = \frac{1}{(1 + \gamma h)} \qquad (2.25)$$

$$\frac{D}{Do} = \frac{\gamma h}{(1 + \gamma h)} \qquad (2.26)$$

Estas equações podem ser representadas por uma única curva,

conforme Figura 2.22.

Tab.2.2: Valores típicos para os parâmetros hiperbólicos a e b sugeridos por HARDIN & DRNEVICH (1972b).

TIPO DE SOLO	Parâmetro	VALOR de a	VALOR de b
Areias limpas secas	G	-0,5	0,16
	D	$0,6(N^{-1/6})-1$	$1 - N^{1/12}$
Areias limpas saturadas	G	-0,2 log N	0,16
	D	$0,54(N^{-1/6})-0,9$	$0,65 - 0,65\ N^{-1/12}$
Solos coesivos saturados	G	1+0,25 log(N)	1,30
	D	$1 + 0,2(f^{1/2})$	$0,2.f.e^{-\sigma o'} + 2,25.\sigma o' + 0,3.(\log N)$

f = freqüência [Hz] N = no. de ciclos

$\sigma o'$= tensão normal efetiva octaédrica [Kgf/cm^2]

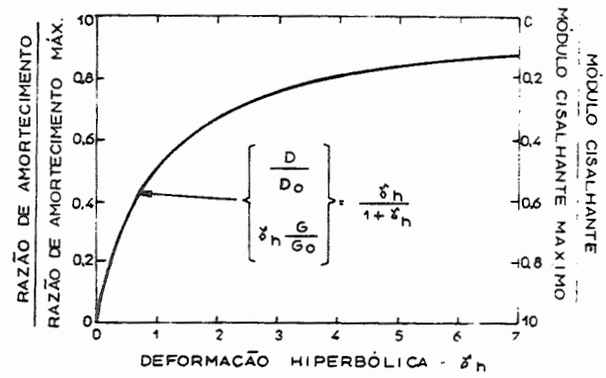

Fig.2.22: Relação entre G/Go e D/Do versus h (apud HARDIN & DRNEVICH,1972b)

2.2.3.2 - A equação tri-paramétrica de RAMBERG & OSGOOD (1943)

O modelo hiperbólico modificado, no entanto, é inadequado para representar a laçada de histerese completa para cada ciclo de carregamento (Figura 2.8). A equação matemática conveniente para este fim foi proposta por RAMBERG & OSGOOD (1943) onde:

$$\frac{\gamma}{\gamma r} = \frac{\tau}{\tau max} \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\frac{\tau}{cc1 \cdot \tau max} \right)^{R-1} \right] \qquad (2.27)$$

onde α, R e cc1 são constantes que possibilitaram ajustar a forma e

posição da curva proposta.

Outra maneira de representar esta expressão é substituir as tensões cisalhantes pelos módulos cisalhantes secantes, uma vez que $G = \tau / \gamma$. Tem-se assim:

$$\frac{G}{Go} = \frac{1}{1 + \alpha . \left(\frac{\gamma}{cc1 . \tau max}\right)^{R-1}} \qquad (2.28)$$

Na Figura 2.23 são apresentadas curvas definidas segundo a proposta de RAMBERG & OSGOOD (1943) e que melhor se ajustaram àquelas sugeridas por HARDIN & DRNEVICH (1972b), para areias e para argilas.

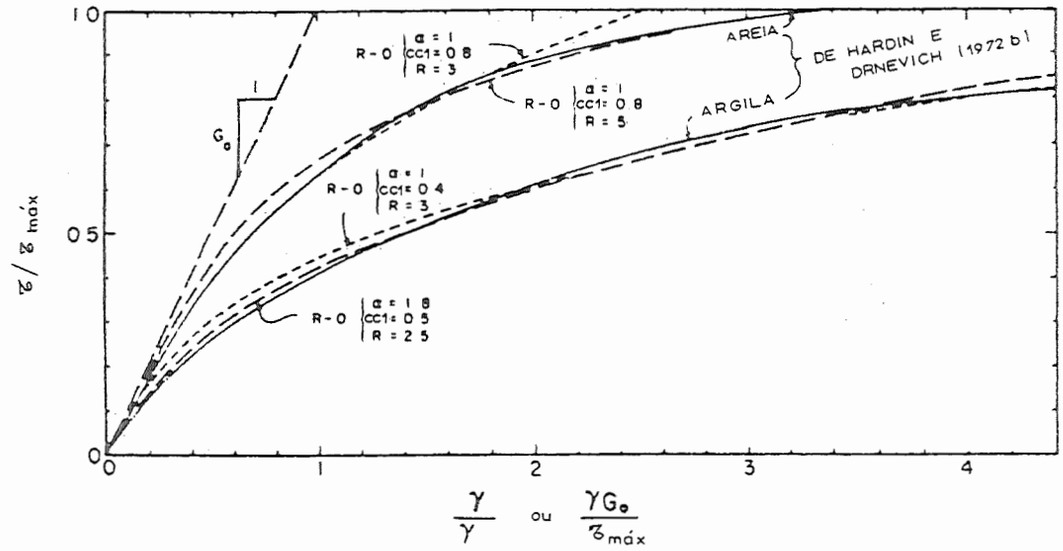

Fig.2.23: Representação do modelo de RAMBERG & OSGOOD (1943) (apud RICHART, 1977).

2.3 Obtenção dos parâmetros dinâmicos dos solos

2.3.1 Através de ensaios "in situ" e em laboratório

Como os parâmetros dinâmicos dependem da amplitude de deformação, foram desenvolvidos diversos tipos de equipamentos, tanto para laboratório como para campo, cada um adequado a um certo nível de deformação. As principais técnicas disponíveis podem ser sub-divididas, em função de seu princípio de execução, em dois grandes grupos:

(a) <u>Determinação direta da curva tensão - deformação</u>: do tipo apresentado na Figura 2.8; pode ser determinada em laboratório através de ensaios de cisalhamento simples ou torcional e de ensaios de compressão triaxial, em condições de carregamento cíclico. Em geral os ensaios que se enquadram neste grupo são úteis para determinação do módulo e do amortecimento para taxas de deformações médias à elevadas.

(b) Determinação da velocidade de propagação de ondas: costuma-se utilizar, tanto "in situ" como em laboratório, ondas de compressão (P) e ondas cisalhantes (S), através das quais os módulos dinâmicos podem ser prontamente calculados, especialmente para baixas amplitudes de deformação. Em laboratório, os ensaios que podem se enquadrar neste grupo são os de pulso ultrasônico e de coluna ressonante. "In situ", os mais comuns são a refração sísmica, vibração em regime estacionário e os ensaios em furos de sondagem ("cross-hole", "down-hole" e "up-hole").

A Tabela 2.3 apresenta os ensaios citados, a amplitude de deformação possível de ser imposta e os parâmetros dinâmicos que podem ser determinados em cada ensaio.

Tab.2.3: Ensaios mais utilizados para determinação de parâmetros dinâmicos dos solos.

	PRINCÍPIO DA TÉCNICA	ENSAIOS	NÍVEL DE DEFORMAÇÃO (%)	PARÂMETRO DETERMIN.
LABORATÓRIO	Determinação direta da curva tensão - deformação	Compressão Triaxial	10^{-2} a 5	E , D
		Cisalhamento Simples		G , D
		Torcional Cíclico		G , D
	Determinação da velocidade de propagação de ondas	Pulso Ultrasônico	10^{-4} a 10^{-3}	G , E
		Coluna Ressonante	10^{-4} a 10^{-1}	G, E, D
"IN SITU"		Refração Sísmica	$\approx 5 \times 10^{-4}$	G , E
		Vibração Reg. Estac.		G , D
		"Cross-hole"		G , E
		"Down-hole"		G , E
		"Up-hole"		G , E

Faz-se, a seguir, uma descrição suscinta de cada um destes ensaios, com base no estado da arte sobre ensaios dinâmicos nos solos apresentado por WOODS (1978) e nos artigos de RICHART (1977) e BARROS et alii (1988).

2.3.1.1 - Ensaios de laboratório

Como em todo ensaio de laboratório, os resultados podem sofrer influência de perturbações na amostra que podem ocorrer quando da sua retirada, transporte e montagem do ensaio. Outra dificuldade é conseguir impor ao corpo de prova o histórico de tensões de campo.

Sua grande vantagem é a possibilidade de estudar alguns

fatores, já apresentados, que afetam os parâmetros dinâmicos dos solos, especialmente a amplitude de deformação e a tensão confinante.

(a) Ensaio de compressão triaxial cíclico

Normalmente utilizado para avaliação da resistência cíclica (potencial de liquefação) dos solos (SEED & LEE, 1966). Tem tido grande aplicação na engenharia rodoviária para determinação do módulo resiliente de pavimentos (MEDINA & PREUSSLER, 1980).

O ensaio de compressão triaxial cíclico pode ser conduzido de diversas maneiras, sendo mais comum a aplicação de um carregamento axial cíclico sobre um corpo de prova previamente submetido a um estado hidrostático de tensões. O esquema do carregamento do corpo de prova e a trajetória de tensões durante o ensaio estão indicados na Figura 2.24.a.

Neste ensaio a amostra é submetida a grandes amplitudes de deformações (maiores que 10^{-2} %) e baixas freqüências (0,1 a 2 Hz). Vale destacar que os parâmetros determinados através da laçada de histerese (Figura 2.24.b) são o módulo de elasticidade longitudinal (E) e a razão de amortecimento interno (D), podendo-se calcular o módulo cisalhante (G) arbitrando-se um coeficiente de Poisson (ν) adequado, uma vez que, pela teoria da elasticidade:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \qquad (2.29)$$

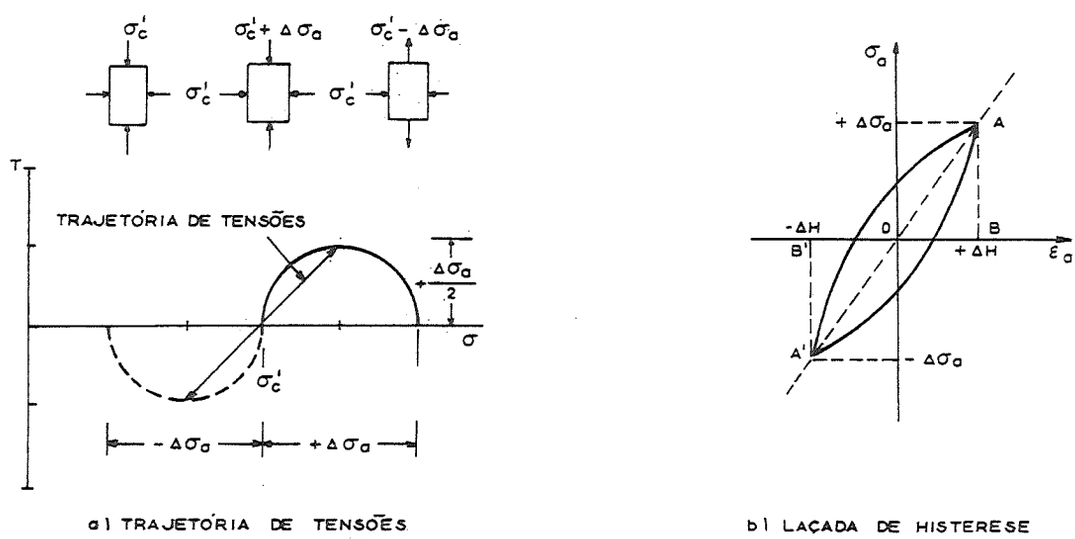

Fig.2.24: Ensaio triaxial cíclico (apud BARROS et alii, 1988).

(b) Ensaio de cisalhamento simples

Este ensaio é considerado por diversos pesquisadores como a forma mais adequada de reproduzir em laboratório as solicitações impostas por um terremoto num maciço de terra.

O equipamento de ensaio mais conhecido foi desenvolvido por THIERS & SEED (1968), a partir da prensa de cisalhamento original da "Norwegian Geotechnical Institute" (NGI) (Figura 2.25).

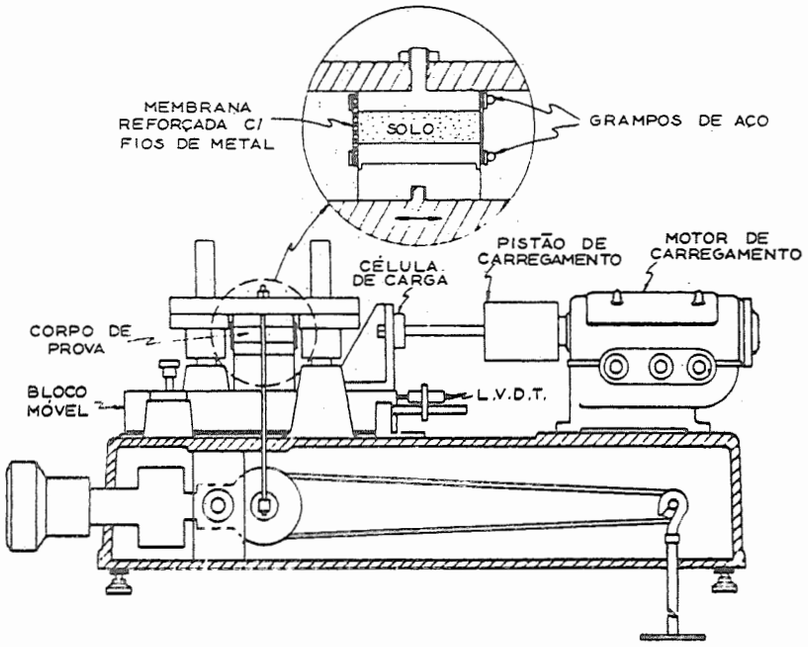

Fig.2.25: Prensa de cisalhamento simples modificada (apud THIERS & SEED, 1968).

Neste ensaio o corpo de prova cilíndrico, envolto em uma membrana de borracha reforçada por fios metálicos, é submetido, após adensamento sob uma carga normal, a esforços cisalhantes.

Obtem-se, como resultado, a laçada de histerese para cada ciclo de solicitação, do tipo apresentado na Figura 2.8, podendo-se, a partir daí, calcular G e D.

(c) Ensaio de cisalhamento torcional

Consiste na aplicação de um momento torsor cíclico no topo do corpo de prova submetido a um estado pré-determinado de tensões, no interior de uma câmara triaxial, semelhante ao ensaio de coluna ressonante (DRNEVICH, 1972).

Como é conduzido à baixas freqüências, menor que 2 Hz, é possível, com equipamentos adequados, monitorar os movimentos do topo do corpo de prova e assim determinar a relação tensão-deformação sob condição de cisalhamento puro, como no ensaio de cisalhamento simples.

Este ensaio tem a vantagem de impor uma distribuição de tensão mais uniforme no corpo de prova. Um esquema do estado de

tensões numa amostra cilíndrica oca utilizado no ensaio de cisalhamento torcional é apresentado na Figura 2.26.

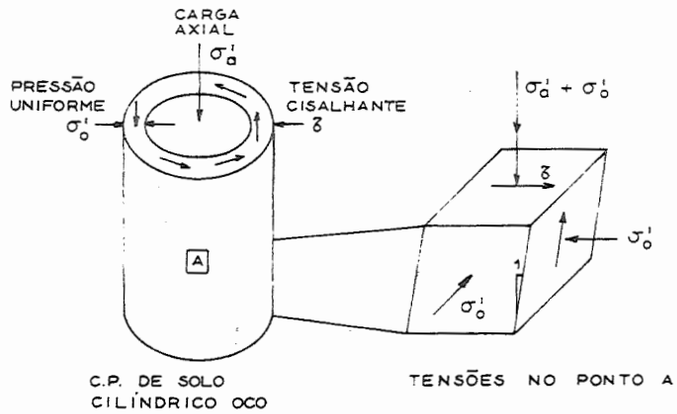

Fig.2.26: Ensaio de cisalhamento torcional em amostras cilíndricas ocas (apud DRNEVICH, 1972).

(d) Ensaio de pulso ultrasônico

Neste ensaio cristais piezo-elétricos possibilitam gerar e receber ondas ultrasônicas, tanto de compressão como cisalhantes (LOCAT et alii, 1986).

Medindo-se o tempo de percurso destas ondas numa distância pré-estabelecida e empregando-se a teoria da propagação de ondas em um semi-espaço elástico, pode-se calcular as velocidades destas ondas e conseqüentemente os módulos.

Uma desvantagem desta técnica é a dificuldade de identificação e interpretação do momento exato de chegada das ondas, sendo indicada para determinação de parâmetros de solos muito moles, como os sedimentos do fundo do mar, uma vez que os mesmos podem ficar no interior do amostrador durante o ensaio (WOODS, 1978).

Um esquema do primeiro equipamento disponível para determinação da velocidade de propagação de ondas através do ensaio de pulso ultrasônico é apresentado na Figura 2.27.

(e) Ensaio de coluna ressonante

Baseia-se na teoria de propagação de ondas em barras prismáticas (RICHART et alii, 1970). Consiste basicamente em aplicar uma vibração de baixa amplitude, quer em compressão quer em torção, numa amostra de solo confinada em câmara triaxial, e variar a freqüência até se atingir as condições de ressonância da amostra.

Esta técnica possibilita a determinação dos módulos e da razão de amortecimento interno e tem sido empregada exaustivamente na caracterização dinâmica dos solos e no estudo de fatores que influenciam os parâmetros dinâmicos.

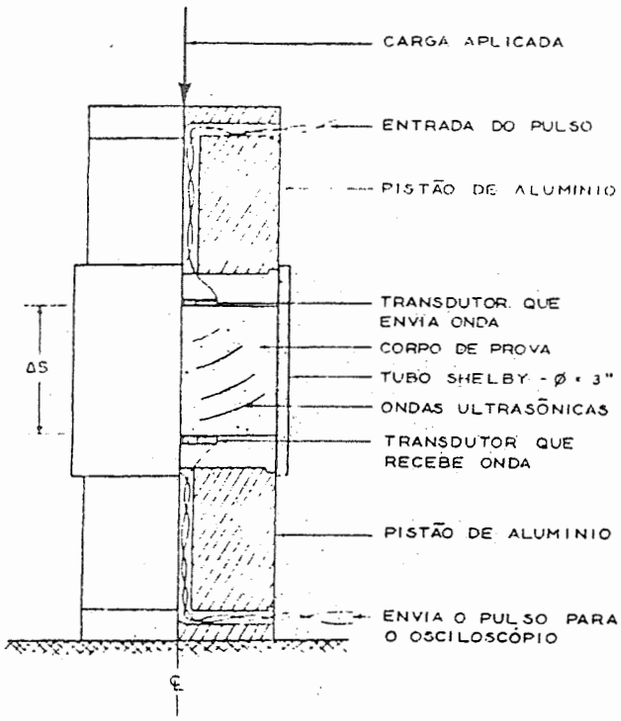

Fig.2.27: Esquema do ensaio de pulso ultrasônico (apud WHITMAN & LAWRENCE, 1963).

Existem vários modelos de equipamentos para realização de ensaios de coluna ressonante, diferindo basicamente um dos outros, pelas condições de extremidade da amostra.

Uma análise detalhada dos procedimentos usuais para um dos tipos deste ensaio é apresentada em GIACHETI (1991).

2.3.1.2 - Ensaios "in situ"

Os ensaios "in situ" podem ser conduzidos em volume representativo do maciço, que sofreram pouca perturbação quando da preparação e execução do ensaio, especialmente no que diz respeito ao estado de tensões naturais. Em contrapartida, apresentam a limitação de impor ao maciço apenas baixos níveis de deformação.

(a) Ensaio de refração sísmica

Consiste na medida do tempo de propagação da onda através de um caminho idealizado em função do perfil do subsolo. Isto pode ser feito instalando-se uma série de geofones e provocando um impacto ou explosão na superfície.

Através do registro das vibrações no solo é possível identificar a chegada das ondas de compressão, cisalhantes e de superfície, calculando-se então a velocidade de propagação pelo gráfico do tempo de percurso em função do espaçamento dos geofones.

Na Figura 2.28 ilustra-se o procedimento descrito.

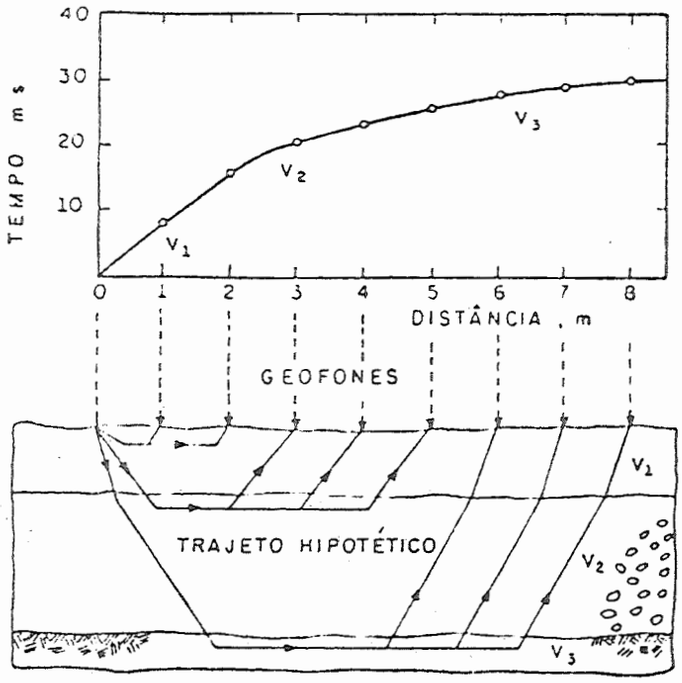

Fig.2.28: Ensaio de refração sísmica e interpretação do resultado (apud BARROS et alii, 1988).

Da maneira indicada, determina-se a velocidade de propagação da onda em cada camada, sua espessura e eventualmente sua inclinação. No entanto não é possível distinguir-se camadas de menor velocidade abaixo de outra de maior velocidade ou porção inferior de camadas muito espessas, pois os registros tornam-se de difícil interpretação. Este método é um meio rápido, de baixo custo e relativamente eficiente de obtenção de parâmetros dinâmicos do solo, especialmente em locais onde as camadas do subsolo apresentam velocidade crescente com a profundidade.

Outra limitação da técnica é que abaixo do nível d'água a velocidade das ondas de compressão coincide com a velocidade na água. Por outro lado a velocidade das ondas cisalhantes estão relacionadas diretamente ao módulo cisalhante (expressão 2.8) e praticamente não sofrem a interferência da presença da água. Assim, para propósitos de engenharia, é preferível utilizar uma fonte que produza ondas cisalhantes em maior proporção de energia, tornando mais fácil a identificação dos tempos de chegada destas ondas.

(b) Vibrações em regime estacionário

O emprego da técnica de vibração em regime estacionário baseia-se na propagação de ondas de superfície que, para fins de engenharia, é comum admitir como de velocidade de propagação igual a das ondas cisalhantes.

Faz-se a determinação da velocidade de propagação das ondas

através da identificação dos pontos da superfície que vibram com a mesma fase e da medida da distância entre estes pontos. Sabendo-se a freqüência de vibração imposta calcula-se a velocidade de propagação da onda de Rayleigh (Vr).

Caso queira, pode-se melhorar a precisão da determinação da velocidade da onda cisalhante (Vs), arbitrando-se um coeficiente de Poisson (ν) adequado e utilizando-se da relação entre Vs, Vr e ν, ilustrada no gráfico da Figura 2.7. Esta correção é significativa para valores de coeficiente de Poisson menores que 0,3 (RICHART et alii, 1970).

Comparado com a técnica de refração, este método permite a identificação de camadas com menor velocidade abaixo de outra de maior velocidade de propagação, não é afetado pela presença do nível d'água e amostra toda a camada.

Sua limitação é quanto a profundidade atingida pelo ensaio. Considera-se que esta é igual a metade do comprimento de onda. Isto significa que para grandes profundidades necessita-se de vibrações com elevada energia. Na prática é usual empregar-se este método até profundidades da ordem de 30 m tendo-se referência de grandes excitadores com alcance de até 60 m. Na Figura 2.29 apresenta-se um esquema do ensaio e o método de determinação da velocidade de propagação.

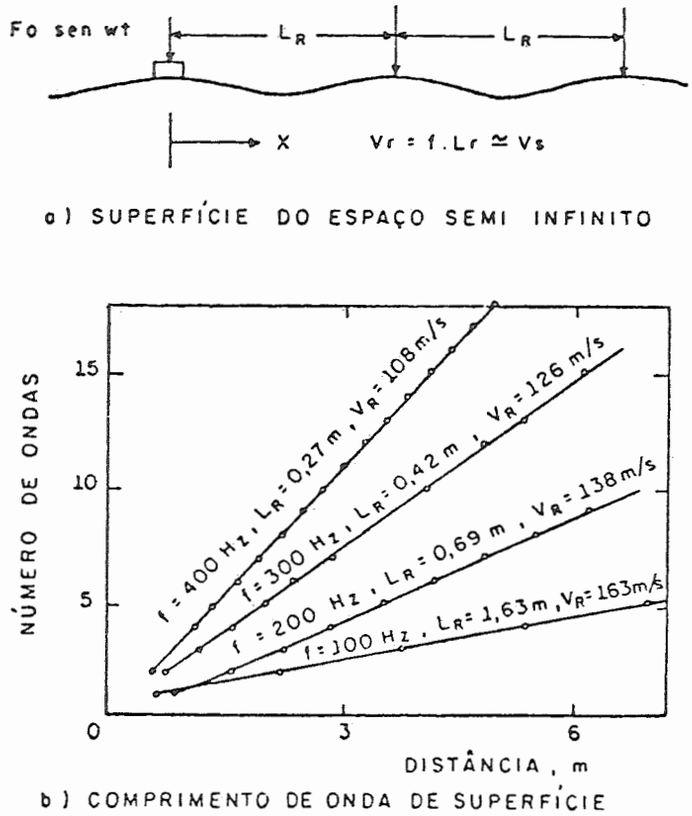

Fig.2.29: Ensaio de vibração em regime estacionário (apud BARROS et alii, 1988).

(c) Ensaios sísmicos em furos de sondagem

Ao contrário dos dois ensaios anteriores, que são realizados em superfície, existem aqueles executados em furos de sondagem. São eles o "cross-hole", o "down-hole" e o "up-hole" (Figura 2.30). As designações "up" e "down" referem-se à posição do geofone.

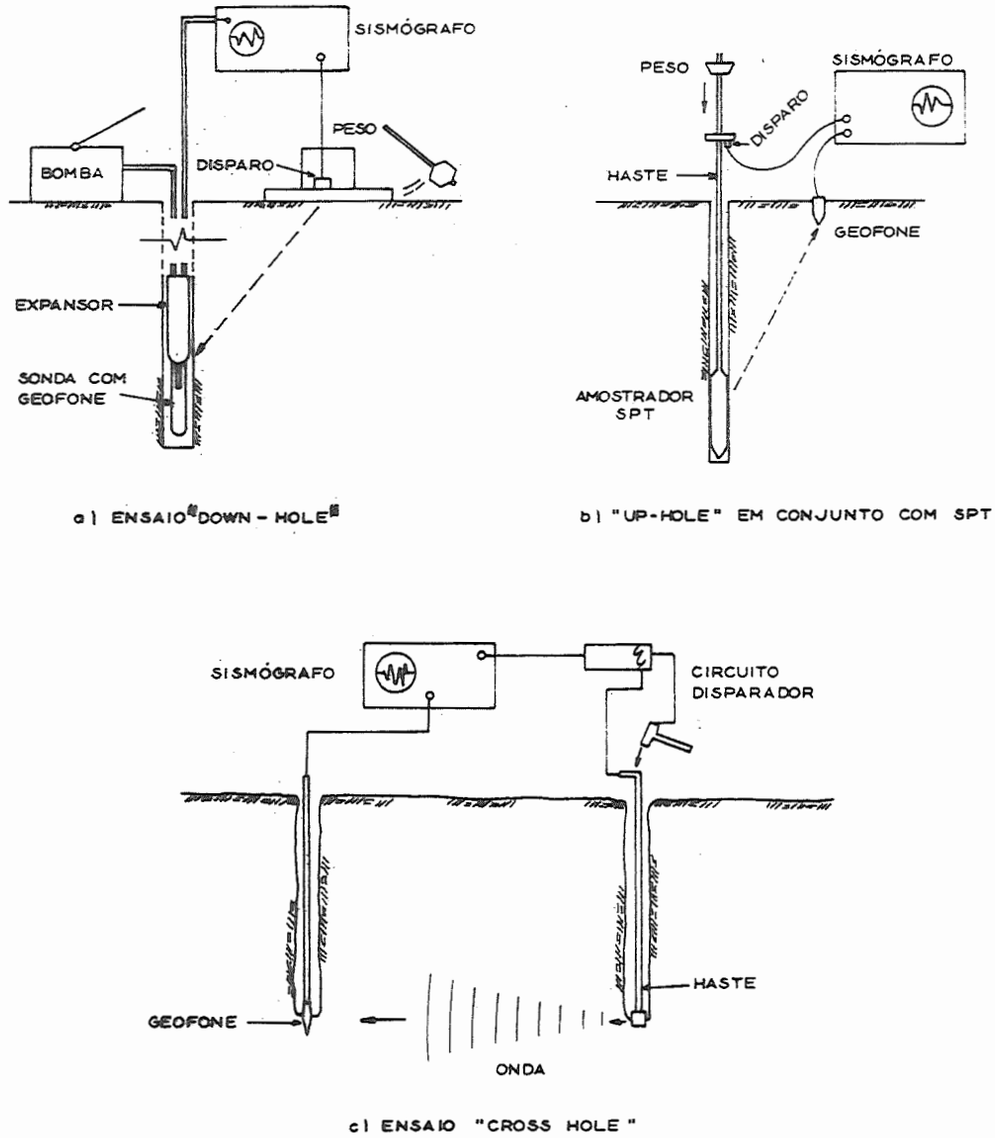

Fig.2.30: Arranjos para execução de ensaios sísmicos em furos de sondagem (apud RICHART, 1977).

Além da utilização de apenas um furo de sondagem, os ensaios "up-hole" e "down-hole", em princípio fornecem valores do módulo dinâmico médio das camadas atravessadas, ao passo que, no "cross-hole", o valor medido é correspondente a apenas uma camada, ou parte dela, pois a onda gerada se propaga por uma trajetória direta.

Dentre estes ensaios o "cross-hole" é o mais utilizado e indicado para determinação da velocidade de propagação de ondas de

compressão e cisalhante. Desta forma pode-se calcular os módulos de Young, cisalhante e coeficiente de Poisson, bastando determinar a massa específica natural de cada camada ensaiada.

No caso do "cross-hole" são feitos pelo menos dois furos de sondagem e a partir de um deles, gera-se a solicitação, enquanto no outro faz-se a medida do tempo de percurso da onda. Detalhes sobre preparo, execução, interpretação e cálculo deste ensaio são apresentados em GIACHETI (1991).

2.3.1.3 - Um resumo dos ensaios dinâmicos

Na Tabela 2.4 é apresentado um resumo dos principais ensaios dinâmicos, a maneira que os resultados são obtidos para interpretação e suas principais vantagens e limitações.

2.3.1.4 - Ensaios mais utilizados no Brasil

No Brasil, os projetos envolvendo dinâmica dos solos tiveram início em 1972, com o programa de construção de centrais nucleares. Atualmente, os trabalhos de exploração de petróleo na plataforma continental brasileira também requerem a execução de alguns ensaios dinâmicos, bem como projetos de fundações de máquinas e equipamentos sensíveis à vibrações.

Esta demanda crescente de trabalho no país fez com que laboratórios adquirissem equipamentos e treinassem seus técnicos a fim de que fosse possível a determinação no país de parâmetros dinâmicos dos solos.

O Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT/SP) foi pioneiro no país na execução de ensaios dinâmicos em solos e até hoje seus laboratórios são os únicos em condições de executar certos ensaios (BARROS et alii, 1988).

No âmbito da engenharia de fundações e obras de terra, os ensaios mais utilizados no Brasil são o triaxial cíclico, o coluna ressonante e o "cross-hole".

2.3.1.5 - Comparação entre resultados de ensaios "in situ" e em laboratório

O módulo cisalhante máximo (Go) é o parâmetro dinâmico que normalmente pode ser medido tanto "in situ" como em laboratório. No entanto há inúmeras razões para que este parâmetro apresente valores distintos quando medido por diferentes técnicas. Algumas das causas são inerentes às próprias técnicas de medida.

Nos ensaios "in situ" podem ocorrer imprecisões devido a erros de medida do tempo e distância, bem como na interpretação do material atravessado pelas ondas sísmicas. Em laboratório estas imprecisões estão associadas principalmente a representatividade da amostra ensaida bem como da tensão confinante utilizada para representar as condições de campo. Outro ponto importante a ser

Tab.2.4: Resumo dos ensaios dinâmicos apresentados destacando suas principais vantagens e limitações.

	Ensaio	Resultados	Vantagens	Limitações
Laboratório	Triaxial Cíclico	Curva tensão x deformação axial cíclica.	Indicado para determinação dos parâmetros de liquefação dos solos.	A determinacao de G só é possível arbitrando um coeficiente de Poisson adequado.
	Cisalhamento Simples	Curva tensão x deformação cisalhante cíclica.	Adequado para representar o estado de tensoes induzido por um terremoto num macico de terra.	Não se controla as tensões laterais durante o carregamento cíclico; distribuição não uniforme de tensões.
	Torsional Cíclico	Idem ao cisalhamento cíclico.	Possibilita o controle da tensão confinante e fornece uma distribuição de tensões mais uniforme.	Dificuldade de preparação de corpos de prova de solos arenosos, nos ensaios onde estes são ocos.
	Pulso Ultrasônico	Velocidade de propagação de ondas P e S.	Possibilita ensaiar solos moles, deixando-os no interior do amostrador.	Impõe apenas baixa amplitude de deformação, dificuldade de identificação do momento exato de chegada das ondas.
	Coluna Ressonante	Velocidade de propagação e dados de amortecimento de ondas P e S.	Possibilita obter Go em laboratório e avaliar como este parâmetro é afetado por: γ, e, σ_o', etc...	Além das limitações inerentes a todos os ensaios de laboratório, só é possível impor deformação menor que 10^{-4} %.
"In Situ"	Refração Sísmica	Velocidade de propação de ondas P e S; profundidade e inclinação das camadas.	Trabalha-se na superfície do terreno, amostra grandes áreas, indicado para estudos preliminares.	Não distingue camadas de baixa velocidade abaixo de outra de maior velocidade.
	Vibração em Regime Estacionário	Velocidade de propagação e informações sobre atenuação de ondas R.	Trabalha-se na superfície do terreno; fornece informações sobre parâmetros de atenuação.	Necessita de grandes excitadores para ensaiar maiores profundidades.
	" Cross - hole "	Velocidade de propagação de ondas P e S para cada camada do subsolo.	A trajetória da onda é conhecida; possibilita a reversão da polaridade e trabalhar-se em pequenas áreas.	Necessita de 2 ou mais furos de sondagem; impõe apenas baixa amplitude de deformação.
	" Down - hole "	Velocidade de propagação de ondas P e S - valor médio das camadas ensaiadas.	Necessita de um único furo; possibilita a reversão de polaridade e trabalha-se em pequenas áreas.	Também impõe apenas baixa amplitude de deformação e fornece valores médios de velocidade.
	" Up - hole "	Idem ao "Cross-hole".	Idem ao "Down-hole". É possível ser executado similtaneamente à sondagem SPT.	Idem ao "down-hole", com maior dificuldade de gerar ondas do tipo desejado.

considerado para reduzir as imprecisões, tanto nos ensaios "in situ" como em laboratório, é a correta interpretação dos resultados.

CUNNY & FRY (1973) apresentaram uma comparação entre velocidades da onda cisalhante obtidas diretamente em ensaios "in situ" (vibração em regime estacionário) e em laboratório (coluna ressonante). Constataram uma diferença significativa entre os valores medidos; Vs "in situ" cerca de 50 % superior ao Vs de laboratório.

Vários pesquisadores (AFIFI & RICHART, 1973; MARCUSSON & WAHLS, 1977; STOKOE & RICHART, 1973 e ANDERSON & WOODS, 1975) relataram a importância de considerar o efeito do tempo a longo prazo no módulo cisalhante medido em laboratório. Menosprezar este efeito, em certos casos, tem levado a interpretação errônea dos ensaios de laboratório.

Assim, se o efeito do tempo a longo prazo for levado em conta, através dos coeficientes IG ou NG, já definidos no item 2.2.2.5, pode-se esperar uma melhor correlação entre resultados. A Figura 2.31 mostra a comparação entre valores de Vs medidos "in situ" ("cross-hole") e em laboratório (coluna ressonante). Os pontos claros representam os valores de Vs de laboratório para um tempo de confinamento de 1.000 minutos, enquanto os pontos escuros foram plotados considerando o efeito do tempo a longo prazo, para uma idade geológica de 20 anos (ANDERSON & WOODS, 1975).

Observa-se, nesta figura, que os resultados dos ensaios de laboratório extrapolados para uma idade geológica de 20 anos apresentaram uma boa correlação com os resultados do ensaio "in situ", com a diferença variando entre mais ou menos 10 %. Observa-se também que a areia sofre menor influência do tempo a longo prazo, podendo ser até desprezado, como indicam STOKOE & RICHART (1973) e IWASAKI & TATSUOKA (1977).

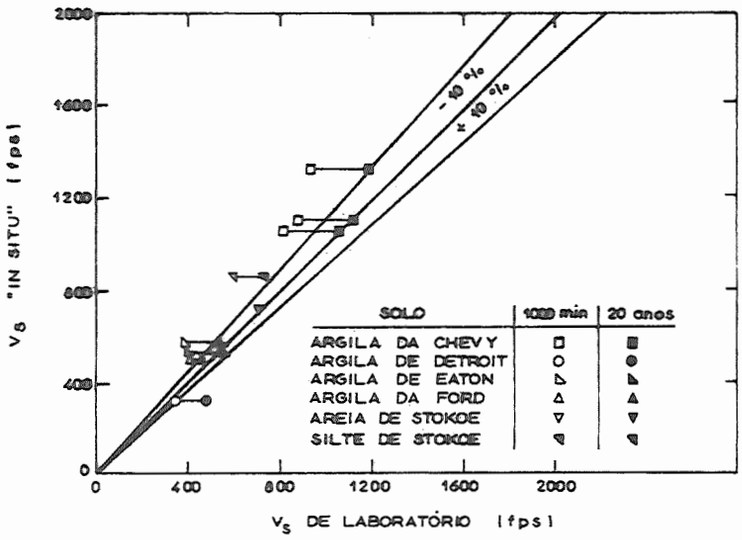

Fig.2.31: Comparação entre os valores de Vs "in situ" e em laboratório (apud ANDERSON & WOODS, 1975).

Com base nestes resultados, ANDERSON & WOODS (1975) sugerem que deve-se considerar o efeito do tempo a longo prazo, extrapolando-se o efeito do confinamento para uma idade geológica de 2 a 2.000 anos, especialmente para os solos argilosos.

2.3.2 - Estimativa de parâmetros dinâmicos

Em muitas situações, por exemplo na fase de ante-projeto, o projetista pode utilizar expressões empíricas para estimar os parâmetros dinâmicos dos solos.

Várias são as expressões disponíveis na literatura que possibilitam a estimativa do módulo cisalhante máximo e da razão de amortecimento interno dos solos, bem como a variação destes parâmetros com a amplitude de deformação. Apresentam-se aqui aquelas mais conhecidas e utilizadas para estes fins.

2.3.2.1 - Módulo cisalhante máximo

(a) Expressões empíricas baseadas em ensaios de laboratório

- Função de e, $\sigma o'$, OCR

Várias expressões empíricas foram propostas (HARDIN, 1965a; HARDIN & BLACK, 1968; HARDIN & DRNEVICH, 1972b; HARDIN, 1978; CHUNG et alii, 1984; SAXENA & REDDY, 1989; entre outros) para estimativa de Go a partir daqueles parâmetros que exercem maior influência sobre ele: e, $\sigma o'$, OCR.

A maioria destas expressões foi obtida a partir de ensaios de coluna ressonante realizados em corpo de prova moldados de areia ou argila, portanto apresentam restrições para serem utilizadas de forma generalizada.

As fórmulas mais recentes apresentam uma expressão geral do tipo:

$$Go = \frac{A \cdot OCR^k}{f(e)} \cdot Pa^{(1-n)} \cdot \sigma o'^n \qquad (2.30)$$

onde A é o coeficiente de rigidez, f(e) uma função que expressa a influência do índice de vazios, Pa é a pressão atmosférica, k um coeficiente que depende do índice de plasticidade (IP) do solo, $\sigma o'$ é a tensão normal efetiva octaédrica e n um coeficiente que expressa a relação entre $\sigma o'$ e Go.

Uma expressão muito utilizada para estimativa de Go, tanto para solos arenosos como argilosos, foi proposta por HARDIN (1978). Ela é definida pela equação 2.30, com os seguintes valores para seus coeficientes:

A = 625
n = 0,5

$f(e) = 0,3 + 0,7\ e^2$
k = obtido na Tabela 2.5, em função do IP do solo

Tab.2.5: Coeficiente k em função do IP do solo.

IP(%)	k
0	0
20	0,18
40	0,30
60	0,41
80	0,48
> 100	0,50

A aplicação destes coeficientes na expressão geral (2.30) resulta em:

$$Go = \frac{625\ .\ OCR^k}{(0.3 + 0.7\ e^2)}\ .\ \sqrt{\sigma o'.\ Pa} \qquad (2.31)$$

- Função da resistência estática

Alguns autores tem procurado relacionar Go com resultado de ensaios triaxiais estáticos. Nesta linha tem trabalhado os pesquisadores que estudam o comportamento dinâmico de solos tratados com aditivos cimentantes.

CHIANG & CHAE (1972) foram os pioneiros a apresentar uma relação entre Go e a tensão desviatória (σd) corresponde a uma deformação axial de 1 % no ensaio triaxial (Figura 2.32). A seguinte relação linear, que independe da quantidade e tipo de aditivo utilizado, densidade e teor de umidade, foi proposta:

$$Go = 13,87 + 0.42\ .\ \sigma d \qquad (2.32)$$

onde σd é expresso em Psi e Go em Ksi.

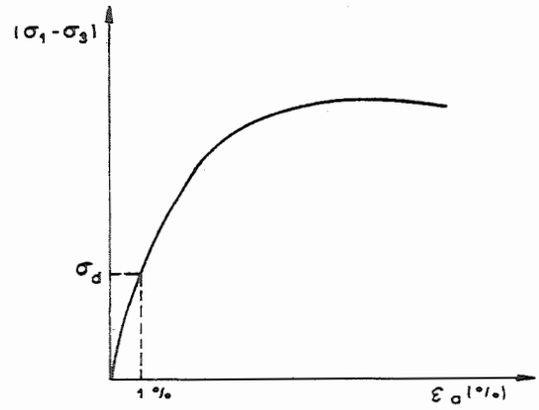

Fig.2.32: Definição de σd no ensaio triaxial.

A relação acima é aplicável apenas para o caso específico estudado pelos autores: areias e siltes argilosos submetidos a tensão confinante de 138 KPa. É necessário, também, que os parâmetros envolvidos nesta expressão sejam expressos nas unidades mencionadas.

AU & CHAE (1980) indicaram novos coeficientes para expressar a relação entre Go e σd para uma argila expansiva tratada com diferentes aditivos (Figura 2.33). Estes autores destacam que a maior dispersão ocorre para os solos que possuem menor resistência.

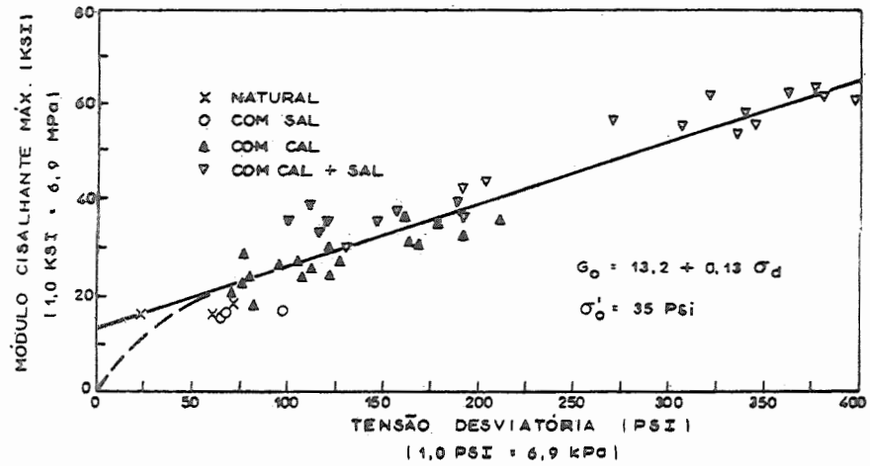

Fig.2.33: Relação entre Go e σd para uma argila expansiva tratada com diferentes aditivos (apud AU & CHAE, 1980).

Recentemente SAXENA et alii (1988), estudando o efeito da cimentação no comportamento dinâmico de uma areia, propos uma relação entre Go e σd de forma adimensional:

$$\frac{Go}{Pa} = 72,47 + 1109,22 \left(\frac{\sigma d}{Pa}\right) \qquad (2.33)$$

onde Pa é a pressão atmosférica, que deve ser expressa na mesma unidade de Go e σd. Esta expressão é indicada para areias submetidas a uma tensão confinante $\sigma o'/Pa = 0,49$.

Uma outra forma de relacionar Go com a resistência estática de solos coesivos foi proposta por HARA et alii (1974). Neste caso Go é estimado a partir da resistência não drenada (Su) das argilas, segundo a relação:

$$Go = 516 \cdot Su^{1,012} \qquad (2.34)$$

Esta equação, ajustada pelo método dos mínimos quadrados a partir de 194 pontos obtidos em 20 diferentes locais, apresentou um coeficiente de correlação igual a 0,950 (Figura 2.34).

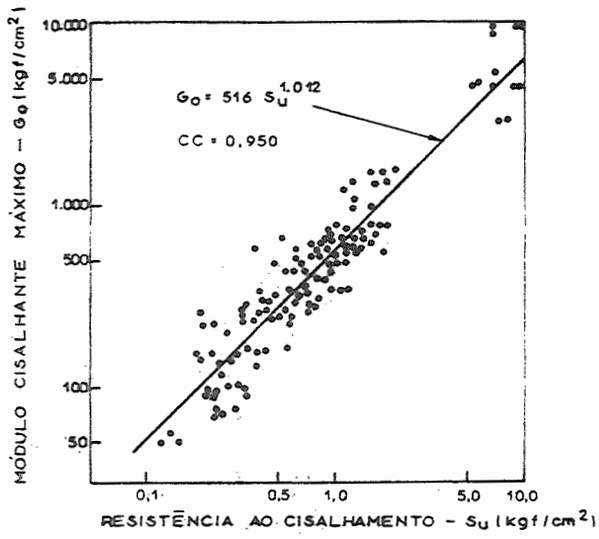

Fig.2.34: Relação entre Go e Su para solos argilosos (apud HARA et alii, 1974).

(b) Relações empíricas baseadas em ensaios "in situ"

- A partir da sondagem de simples reconhecimento (SPT)

A velocidade de propagação da onda cisalhante, e conseqüentemente o módulo cisalhante, dependem fundamentalmente das características elásticas da estrutura sólida do solo e pode ser um indicador de suas propriedades mecânicas (RODRIGUES, 1979).

Vários autores tem, por isso, estabelecido correlações empíricas entre Vs (ou Go) e os resultados da sondagem de simples reconhecimento, a qual é rotineiramente utilizada na caracterização mecânica dos solos, especialmente na avaliação de suas características de resistência e deformabilidade.

A estimativa de Go (ou Vs), baseado no número de golpes para cravação do amostrador padrão, conforme normalizado para a sondagem de simples reconhecimento (Nspt), tem sido estabelecida principalmente pelos pesquisadores japoneses, devido aos freqüentes problemas de abálos sísmicos naquele país.

Destacam-se os trabalhos de OHSAKI & IWASAKI (1973), HARA et alii (1974), IMAI (1977), OHTA & GOTO (1978), RODRIGUES (1979), IMAI & TONOUCHI (1982); IMAI & YOKOTA (1983), GUANG-DI et alii (1986). Praticamente todos estes autores propõem fórmulas obtidas através de análise de regressão com base em resultados de ensaios sísmicos e SPT realizados em um ou mais solos. Estas fórmulas são do tipo:

$$Go = a1 \cdot Nspt^{b1} \qquad (2.35)$$

ou

$$Vs = a2 \cdot Nspt^{b2} \qquad (2.36)$$

IMAI (1977), baseado em resultados de ensaios realizados em diversos solos do Japão, num total de 943 pontos, propõe que:

$$Vs = 91 \cdot Nspt^{0,337} \quad [m/s] \qquad (2.37)$$

e

$$Go = 120 \cdot Nspt^{0,737} \quad [Kgf/cm^2] \qquad (2.38)$$

com coeficiente de correlação de aproximadamente 0,89 para as duas expressões.

Um trabalho bastante completo e muito citado na literatura foi apresentado por OHTA & GOTO (1978), onde relacionou-se Vs com certas características do solo como Nspt, profundidade, tipo de solo quanto a textura e idade da formação geológica. Neste estudo foram utilizados dados relativos a 300 pontos de diferentes locais do Japão.

Na Figura 2.35 são apresentadas as relações obtidas, através de mínimos quadrados, entre Vs x Npst e Vs x profundidade.

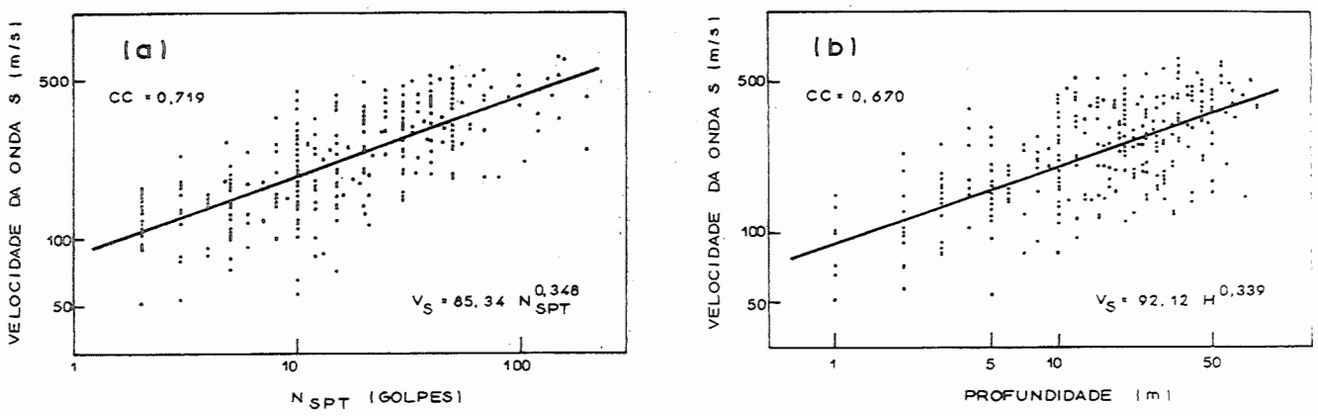

Fig.2.35: Relação entre (a) Vs x Nspt (b) Vs x profundidade (apud OHTA & GOTO, 1978).

Para uma melhor estimativa de Vs, estes autores sugerem uma expressão que considera simultaneamente Nspt, profundidade, tipo de solo e idade da formação geológica, dada por:

$$Vs = 68,79 \cdot Nspt^{0,171} \cdot H^{0,199} \cdot F1 \cdot F2 \qquad (2.39)$$

onde Vs é expresso em m/s, H é a profundidade dada em m, F1 um fator relacionado a idade da formação geológica (1 para depósitos aluvionares recentes e 1,3 para os mais antigos - materiais mais consolidados) e F2 é um outro fator que considera as características texturais do solo, dado na Tabela 2.6.

A expressão 2.39, obtida a partir de 300 pontos, apresentou um coeficiente de correlação igual a 0,856.

Tab.2.6: Fator F2 para vários tipos de solos.

Tipos de solo	F2
argila	1,00
areia fina	1,09
areia média	1,07
areia grossa	1,14
areia pedregulhosa	1,15
pedregulho	1,45

Certos pesquisadores, como CHANG & MAKARRECHI (1982), BOASHAN & CHOPIN (1983), CHANG-DI et alii (1986) e BOUCKOVALAS et alii (1989), também procuram correlacionar Vs (ou mesmo Go) com certos parâmetros e propriedades índices dos solos tais como: massa específica natural, massa específica seca, índice de vazios, limite de liquidez, intercepto de coesão, ângulo de atrito interno, pressão de pré-adensamento e resistência a compressão simples.

Apesar de, em alguns casos, ter-se obtido uma boa correlação entre os parâmetros envolvidos, estas expressões não tem merecido destaque, provavelmente pelos bons resultados obtidos para as correlações entre Vs, Nspt e profundidade bem como pela facilidade de obtenção de Nspt.

- A partir do ensaio de penetração contínua (CPT)

Existe um menor número de trabalhos que procuraram relacionar Go (ou Vs) com a resistência a penetração estática do cone (Qcpt), quando comparado com as correlações com Nspt.

Isto ocorre porque a sondagem a percursão (SPT) tem sido largamente empregada na investigação geotécnica dos solos e também por ser um ensaio dinâmico, conseqüentemente mais adequado para estimativa de parâmetros dinâmicos (IMAI & YOAKOTA, 1982).

As correlações obtidas entre Go e Qcpt (JAMIOLKOWSKI et alii, 1986; GUANG-DI et alii, 1986 e BOUCKOVALAS et alii, 1989) são todas do tipo:

$$Go = a3 \cdot Qcpt^{b3} \qquad (2.40)$$

onde a3 e b3 são constantes definidas para cada caso.

A Figura 2.36 ilustra a relação obtida por BOUCKVALAS et alii (1989) para uma argila muito mole.

- A partir do ensaio dilatométrico (DMT)

Recentemente tem-se procurado relacionar Go com o módulo dilatométrico (Ed), determinado através do dilatômetro de Marchetti - DMT (LUTENEGGER, 1988).

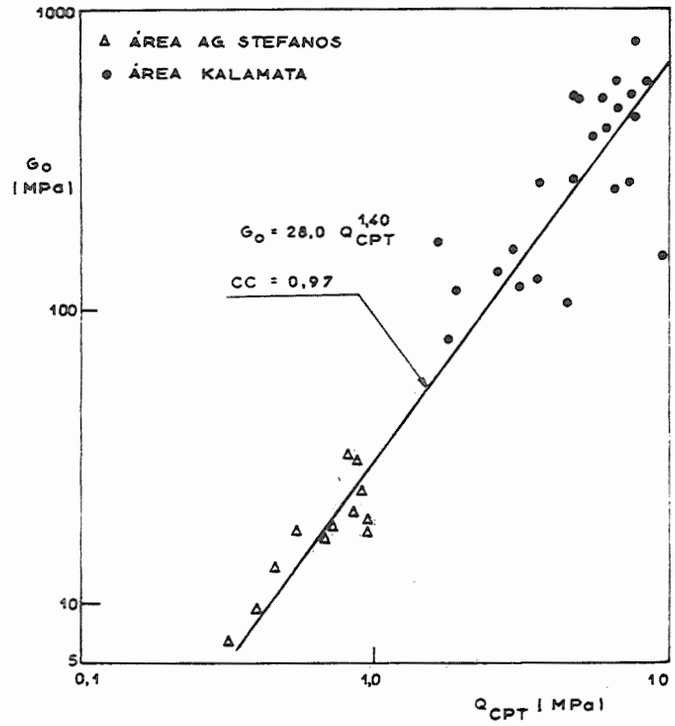

Fig.2.36: Relação entre Go e Qcpt (apud BOUCKOVALAS et alii, 1989).

HRYCIW & WOODS (1988) e SULLY & CAMPANELLA (1989) sugerem que a relação entre Go e Ed pode ser expressa por um único coeficiente RG, definido por:

$$RG = \frac{Go}{Ed} \qquad (2.41)$$

2.3.2.2 - Módulo cisalhante

Para expressar a variação do módulo cisalhante (G) com a amplitude de deformação (γ) existe também uma variedade de expressões empíricas, destacando-se o modelo hiperbólico proposto por HARDIN & DRNEVICH (1972b) e a equação tri-paramétrica proposta por RAMBERG & OSGOOD (1943), já detalhadas no item 2.2.3.

SEED & IDRISS (1970) também propuseram uma forma de estimar Go e de representar a variação de G com γ para areias. Para Go a expressão proposta é:

$$Go = 1000 \cdot K2max \cdot (\sigma o')^{0,5} \qquad [Psf] \qquad (2.42)$$

onde K2max é um fator empírico, função da compacidade do solo, conforme Tabela 2.7.

A variação de G com γ para areias é dada por uma expressão semelhante a equação 2.42, onde K2, que é o fator adimensional que expressa a referida relação, é obtido no ábaco da Figura 2.37, em função da densidade relativa (Dr) do solo. Assim:

$$G = 1000 \cdot K2 \cdot (\sigma o')^{0,5} \qquad [Psf] \qquad (2.43)$$

Tab.2.7: Fator K2max em função da compacidade do solo (apud SEED & IDRISS, 1970).

Solo	Local	Prof.(m)	K2max
areia fofa úmida	Minnesota	3,05	34
areia densa seca	Washington	3,05	44
areia densa saturada	So. California	15,24	58
areia densa saturada	Georgia	60,96	60
areia siltosa densa saturada	Georgia	18,29	65
areia densa saturada	So. California	91,44	72
areia siltosa extremamente densa	So. California	38,10	86
areia densa seca (pouco cimentada)	Washington	19,81	166
areia argilosa úmida	Georgia	9,14	119

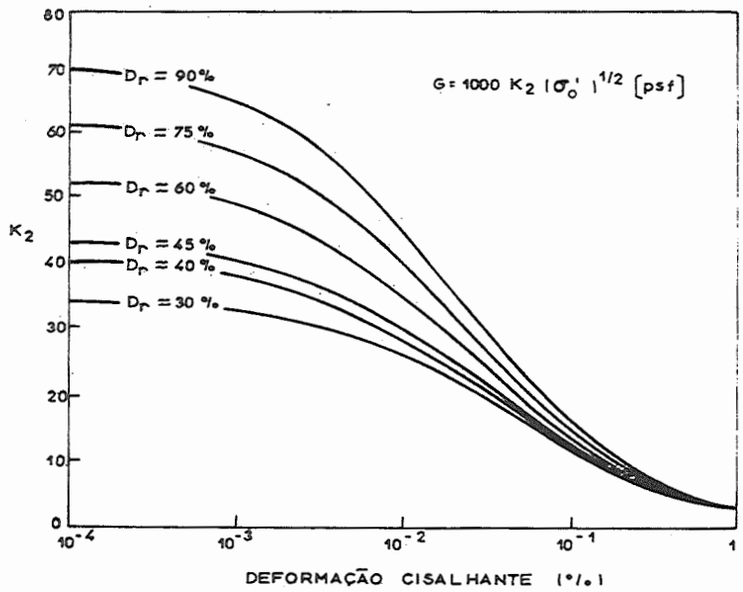

Fig.2.37: Variação de G x γ para areias em função da densidade relativa (apud SEED & IDRISS, 1970).

EDIL & LUH (1978) apresentaram uma expressão para estimativa de G de areias em função da amplitude de deformação (γ), dada por:

$$\frac{G}{Go} = 1,004 + 345,4 \cdot \gamma \qquad (2.44)$$

sendo:

$$Go = 10^4 \cdot [-5,899 + 0,305 \cdot (\sigma o')^{0,5} \cdot e^{Dr} + 4,02 \cdot (\sigma o')^{0,25}] \qquad (2.45)$$

onde Go é o valor de G para $\gamma = 0,25 \times 10^{-4}$ %; Go, G e $\sigma o'$ são dados em kPa; γ em radianos e Dr é a densidade relativa.

Recentemente VUCETIC & DOBRY (1991) propuseram uma forma de estimar a variação dos parâmetros dinâmicos com a amplitude de deformação, em função apenas do índice de plasticidade de solos normalmente e pré-adensados.

Para relacionar G com γ é recomendada a utilização do ábaco da Figura 2.38. Segundo estes autores a curva de degradação do módulo independe do histórico de tensões ao qual o solo foi submetido ($1 < OCR < 15$).

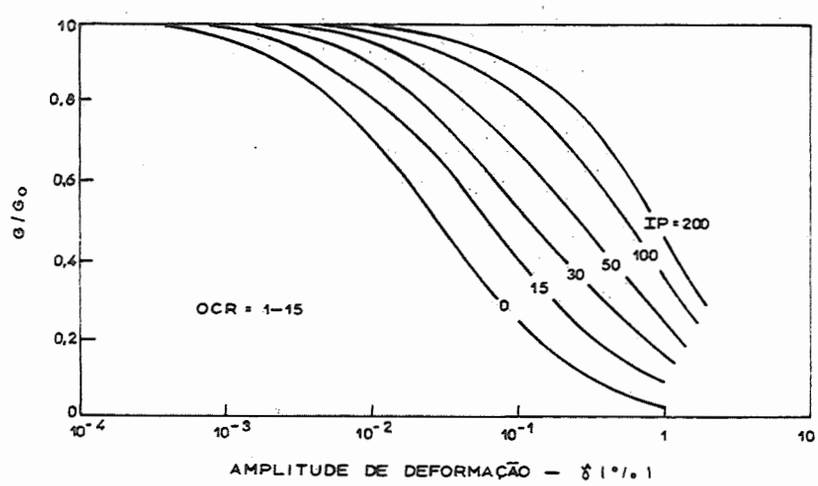

Fig.2.38: Relação de G/Go x γ para solos normalmente e pré-adensados em função do índice de plasticidade (apud VUCETIC & DOBRY, 1991).

2.3.2.3 - Razão de amortecimento interno

O modelo hiperbólico proposto por HARDIN & DRNEVICH (1972b) possibilita representar a variação da razão de amortecimento interno (D) com a amplitude de deformação (γ) segundo a expressão 2.21.

Para estimativa da razão de amortecimento interno máxima (Do) os autores propõem uma relação baseada em observações experimentais. A expressão 2.46 é indicada para areias:

$$Do = K - 1,5.\log (N) \qquad (2.46)$$

onde K é igual a 33 % para areias limpas secas e igual a 28 % para areias limpas saturadas e N é o número de ciclos de carregamento.

Para solos coesivos saturados Do é dado por:

$$Do = 31 - (3 + 0,03f).(\sigma o')^{0,5} - 1,5.Log(N) + 1.5.f^{0,5} \qquad (2.47)$$

onde f é a freqüência, expressa em ciclos por segundo, e $\sigma o'$ expresso em Kgf/cm^2, para que Do resulte em porcentagem.

SEED & IDRISS (1970) indicaram faixas para representar a variação da razão de amortecimento interno com a amplitude de

deformação para areias e argilas saturadas, como mostra a Figura 2.39.

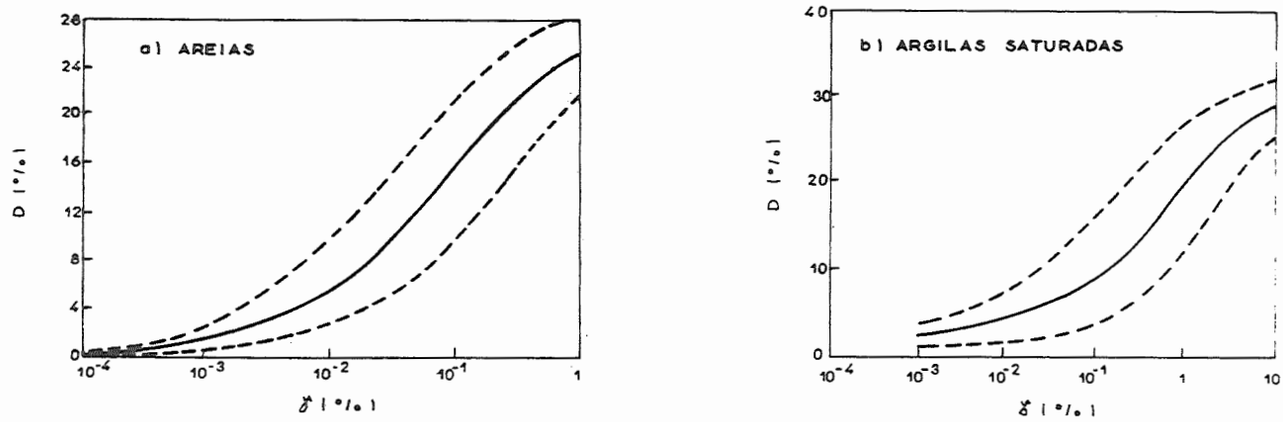

Fig.2.39: Variação de D x γ para areias e argilas saturadas (apud SEED & IDRISS, 1970).

EDIL & LUH (1978) verificaram uma influência significativa do número de ciclos de carregamento (N) na razão de amortecimento interno de areias; portanto indicaram a seguinte expressão para tais solos:

$$\frac{D}{D1000} = 1{,}131 - 0{,}453.\log(N) \qquad (2.48)$$

e

$$D1000 = 0{,}70 + 7800.\gamma.Dr^{0{,}5} - 0{,}36.\gamma^{-0{,}33}.\left(\frac{\sigma o'}{98}\right)^3 \qquad (2.49)$$

onde D1000 é a razão de amortecimento interno definida para N igual a 1.000; D e D1000 devem ser expressos em porcentagem, γ em radianos, $\sigma o'$ em kPa, N é um adimensional e a densidade relativa (Dr) em número decimal.

SAXENA & REDDY (1989), estudando o comportamento dinâmico da areia Monterey no. 0, propuseram a seguinte expressão empírica para estimativa da razão de amortecimento interno:

$$D = 9.22 \;.\; \left(\frac{\sigma o'}{Pa}\right)^{-0.38} \;.\; \gamma^{+0.33} \qquad (2.50)$$

$\sigma o'$ deve possuir a mesma unidade que Pa (pressão atmosférica) e deve ser expresso em porcentagem para que D também resulta em porcentagem.

A expressão 2.50 proposta só depende de $\sigma o'$ e γ, uma vez que, baseado nas observações experimentais de HARDIN (1965b), SHERIF et alli (1977) e dos próprios autores, a compacidade do solo pouco afeta a razão de amortecimento interno de areias, conforme mostra a Figura 2.40.

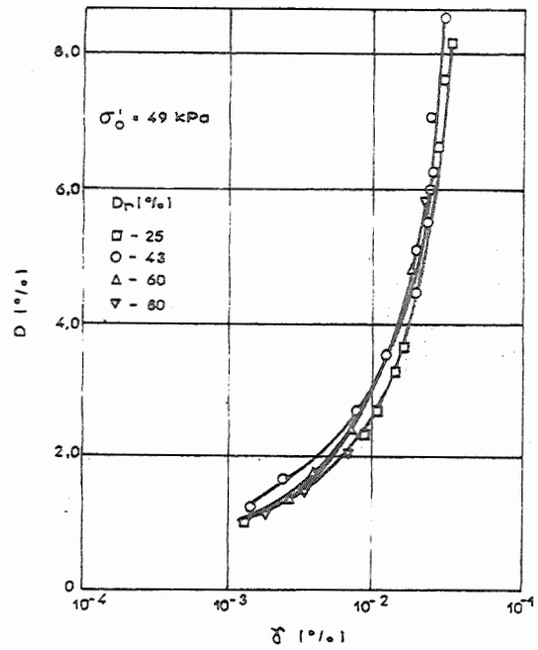

Fig.2.40: Efeito da compacidade na razão de amortecimento da areia Monterey no. 0 (apud SAXENA & REDDY, 1989).

VUCETIC & DOBRY (1991) propõem a utilização do ábaco da Figura 2.41 para estimativa da razão de amortecimento interno dos solos. Estes autores admitem a hipótese que o índice de plasticidade é um coeficiente capaz de indicar a variação de D x γ para solos normalmente e pré-adensados (1 < OCR < 8).

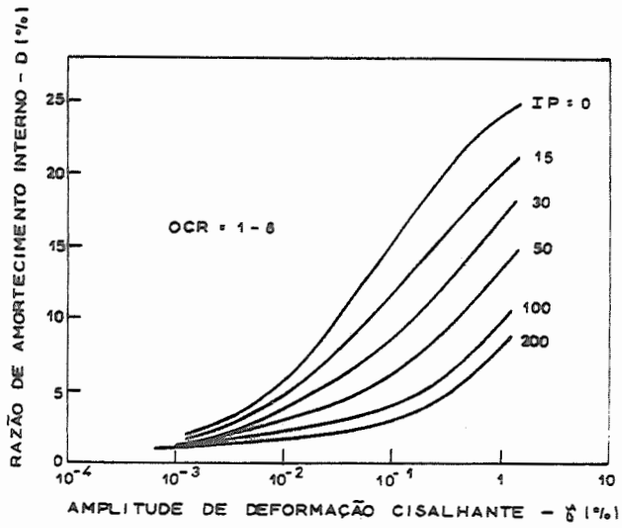

Fig.2.41: Relação entre D x γ para solos normalmente e pré-adensados em função do índice de plasticidade do solo (apud VUCETIC & DOBRY, 1991).

2.4 - Parâmetros dinâmicos de solos tropicais

Nas regiões de clima tropical úmido, embora ocorram uma variedade de tipos de solos, inclusive aqueles com comportamento semelhante aos de clima temperado, prevalecem, devido a alta temperatura e intensa pluviosidade, perfis de intemperismo bastante profundos. Quando em situações de boa drenagem, verifica-se, nas

camadas mais superficiais, a ocorrência do processo denominado laterização, que consiste na lixiviação de sílica e bases e na concentração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (GIDIGASU, 1976).

Para os solos lateríticos, assim formados, tem sido constatadas, com freqüência, discrepâncias entre as propriedades mecânicas e hidráulicas inferidas a partir dos métodos tradicionais de classificação e aquelas determinadas diretamente pela execução de ensaios. Na verdade as peculiaridades de comportamento destes solos estão associadas à fatores relacionados a sua gênese como estrutura, grau de alteração, composição química e mineralógica, que conduzem à formação de agregados estáveis, cimentados, resultante da grande concentração de sesquióxidos. Outro aspecto complicador é o efeito das tensões de sucção, já que é comum encontrá-los na condição não saturada (FONTOURA et alli, 1985).

No que se refere aos parâmetros dinâmicos de solos tropicais, não se conhece nenhum trabalho que tenha estudado com maior detalhe tais solos. Dos poucos trabalhos brasileiros, alguns concentraram-se em apresentar e discutir as diversas técnicas de determinação de parâmetros dinâmicos, ilustrados por resultados de aplicação daquelas mais comuns (ROCHA et alii, 1982; CORDEIRO et alii, 1986; BARROS et alii, 1988 e GIACHETI & ZUQUETTE, 1990). Trabalhos mais específicos, dando ênfase na diferença entre o comportamento dinâmico observado através de ensaios e o estimado por expressões empíricas consagradas, foram apresentados recentemente em congressos brasileiros (SAMARA & MARTINS, 1986; BARROS, 1990 e MARTINS, 1990).

SAMARA & MARTINS (1986) apresentaram resultados de ensaios de coluna ressonante e "cross-hole" realizados em solo argiloso não saturado da Bacia Terciária de Taubaté (São José dos Campos - SP), onde concluem que os resultados obtidos foram compatíveis entre si, como mostra a Figura 2.42. No entanto, os valores do módulo cisalhante máximo (Go) medidos foram 70 a 190 % superiores aos estimados segundo a expressão proposta por HARDIN & DRNEVICH (1972b) (Figura 2.43.b).

Dos estudos e discussões sobre as peculiaridades do comportamento dinâmico dos solos tropicais brasileiros, que teve um grande impulso com o convênio EESC-IPT, iniciado em 1988, BARROS (1990) apresentou e discutiu resultados de ensaios de coluna ressonante realizados em alguns solos brasileiros, enfatizando a comparação entre os valores de Go medidos e estimados por expressões empíricas. Da análise dos resultados de ensaios realizados em amostras de solos naturais, pode-se separar dois universos de comportamento:

- Para o primeiro deles, compreendendo 3 amostras de solos sedimentares saturados, verificou-se que a expressão proposta por HARDIN (1978) fornece uma excelente estimativa de Go, tendo os valores medidos ultrapassado os valores estimados em cerca de 10 %, em média. Junto a este grupo pode-se incluir o solo residual argiloso, com grau de saturação elevado (Sr $\cong$ 85 %), da área experimental de USP - São Paulo, publicado no relatório da ABEF (1989) (Figura 2.43.a);

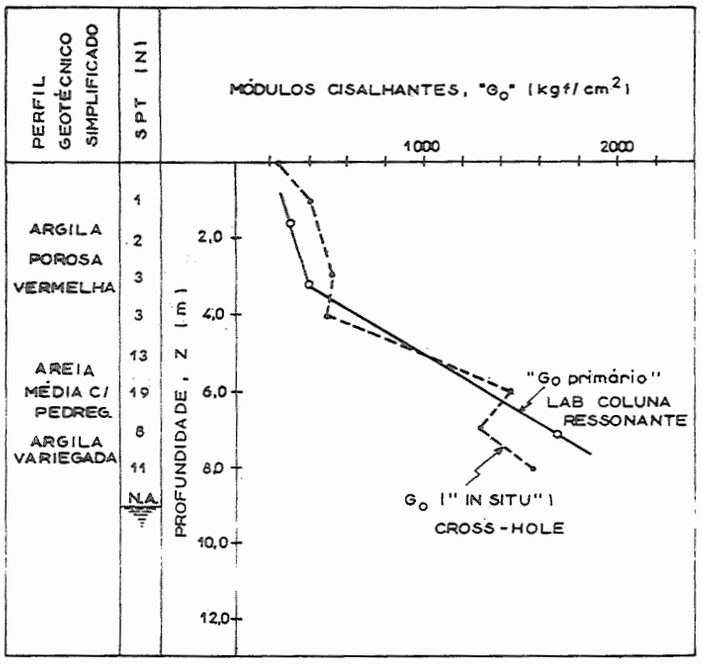

Fig.2.42: Comparações entre os valores de Go obtidos através dos ensaios de coluna ressonante e de "cross-hole" (apud SAMARA & MARTINS, 1986).

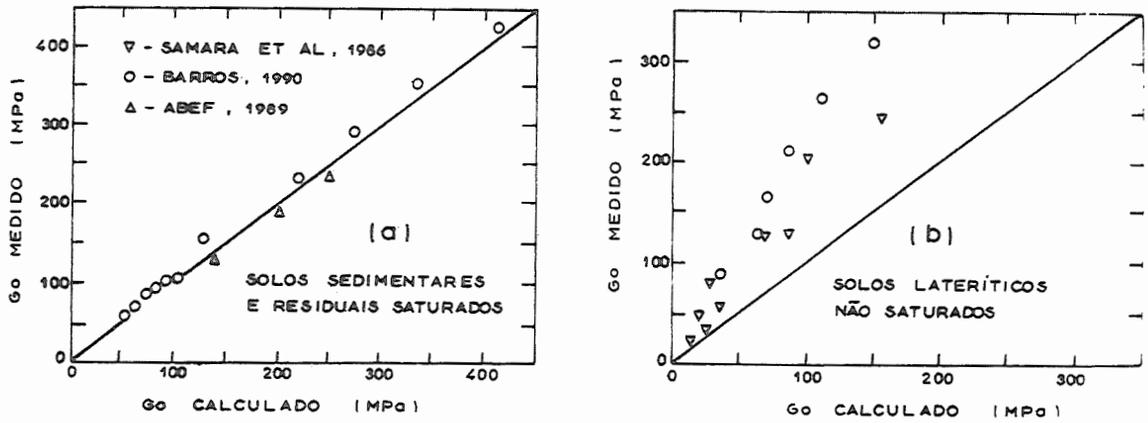

Fig.2.43: Comparação entre os valores de Go medidos versus Go calculado (adaptado de SAMARA & MARTINS, 1986; ABEF, 1989 e BARROS, 1990).

- Por outro lado, para o segundo grupo de solos, formado por duas amostras não saturadas, de origem residual, com características lateríticas, as diferenças observadas foram significativas, sendo os valores de Go cerca de 100 a 150 % superiores aos estimados (Figura 2.43.b). Essa diferença encontra-se próxima aquela observada por SAMARA & MARTINS (1986), que também estudaram o comportamento de solos argilosos lateríticos não saturados.

A Figura 2.43 ilustra a diferença de comportamento entre os dois universos citados.

MARTINS (1990) também apresentou resultados de ensaios de coluna ressonante realizados em algumas amostras de solos brasileiros, com ênfase ao comportamento não linear da curva tensão-deformação, especialmente para as diferenças observadas entre os resultados dos ensaios e o esperado segundo modelos consagrados (Figura 2.44).

Observa-se, nesta figura, que as amostras de areias compactadas apresentaram um comportamento muito próximo ao indicado por SEED & IDRISS (1970). No entanto, o modelo de RAMBERG & OSGOOD (1943), ajustado para solos argilosos, apresenta uma acentuada divergência com os resultados de ensaios em argilas sedimentares saturadas, especialmente para amplitudes de deformação superiores a 2×10^{-2} %.

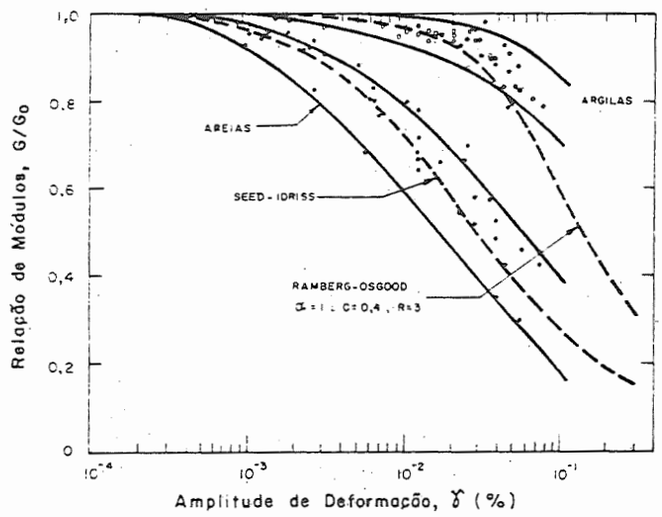

Fig.2.44: Síntese de resultados de ensaios realizados em solos sedimentares brasileiros confrontados com curvas propostas por diversos autores (apud MARTINS, 1990).

Com base nestes resultados, MARTINS (1990) sugeriu equações hiperbólicas simplificadas e adimensionalizadas para representar o comportamento de areias e argilas sedimentares do Brasil, para serem utilizadas de forma preliminar em projetos. As expressões propostas e suas representações são apresentadas na Figura 2.45.

Uma vez que são poucos os resultados de ensaios dinâmicos em solos tropicais, neste trabalho serão apresentados e discutidos resultados de ensaios "in situ" e de laboratório realizados em solos típicos de diferentes regiões do Estado de São Paulo, com objetivo de verificar as diferenças entre técnicas distintas bem como a validade de expressões empíricas para estimativa de parâmetros dinâmicos dos solos, propondo, quando possível e necessário, adaptações ou considerações quanto a validade destas estimativas.

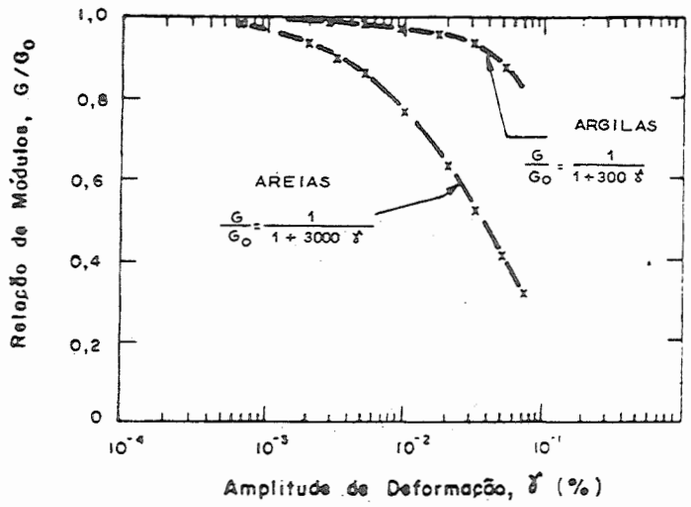

Fig.2.45: Modelo proposto para representar o comportamento de areias e argilas sedimentares brasileiras (apud MARTINS, 1990).

REFÊRENCIA BIBLIOGRÁFICA

ABBIS,C.P. (1981): Shear Wave Measurements of the Elasticity of the Ground, Géotechnique, 31(1): 91-104.

ABISS,C.P. (1983): Calculation of Elasticities and Settlements for Long Periods of Time and High Strains from Seismic Measurements, Géotechnique, 33(4): 397-405.

ACAR,Y.B. & EL-TAHIR,A.E. (1986): Low Strain Dynamic Properties of Artificially Cemented Sand, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 112(GT11): 1001-1015.

AFIFI,S.S. & RICHART JR.,F.E (1973): Stress-History Effects on Shear Modulus of Soils, Soils and Foundations, JSSMFE, 13 (1): 77-95.

ALONSO,E.E.; GENS,A. & HIGHT,D.W. (1987): Special Problem Soils - General Report, Session 5, IX European Conference on Soil Mech. and Found. Eng., Dublin: 5.1 - 5.60.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS (1984): D 2845 / D 4428M - Standard Test Method for Crosshole Seismic Testing, Annual Book of ASTM Standards, Part 19, Soil and Rock; Building Stones; Geotextiles, V.04.08, 1989: 661-670.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS (1987): D 4015 - Standard Test Method for Modulus and Damping of Soil by the Resonant Column Method, Annual Book of ASTM Standards, Part 19, Soil and Rock; Building Stones; Geotextiles, V.04.08, 1989: 512-530.

ANDERSON,D.G & RICHART JR.,F.E. (1976): Effects of Straining on Shear Modulus of Clays, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 102 (GT9): 875-987.

ANDERSON,D.G. & STOKOE II,K.H. (1977): Shear Modulus: A Time Dependent Soil Property, Dynamical Geotechnical Testing, ASTM STP 654: 66-90.

ANDERSON,D.G. & WOODS,R.D. (1974): Discussion on "Vibratory In Situ and Laboratory Soil Moduli Compared", Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 100(GT11): 1254-1256.

ANDERSON,D.G. & WOODS,R.D. (1975): Comparison of Field and Laboratory Shear Moduli, Proceeding of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Specialty Conference of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, V.I: 69-92.

ANDERSON,D.G. & WOODS,R.O. (1976): Time-Dependent Increase in Shear Modulus of Clays, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 102(GT5): 535-537.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E SERVIÇOS GEOTÉCNICOS (1989): ABEF Research on Foundation Engineering, published on the occasion of the XII ICSMFE, Rio de Janeiro/Brazil: 86 p.

ATHANASOPOULOS,G.A. & RICHART JR.,F.E (1983a): Effect of Creep on Shear Modulus of Clays, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 109(10): 1217-1282.

ATHANASOPOULOS,G.A. & RICHART JR.,F.E (1983b): Effect of Stress Release on Modulus of Clays, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 109(10): 1233-1245.

ATHANASOPOULOS,G.A. & WOODS,R.D. (1985): Temporary Decrease of Clay Modulus in Resonant Column Test, XI ICSMFE, San Francisco, V.II: 979-982.

AU,W.C. & CHAE,Y.S (1980): Dynamic Shear Modulus of Treated Expansive Soils, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 106(GT3): 255-273.

AUBRY,D.; BIAREZ,J.L. & MEURIER,J. (1982): Identification of Elastic Coefficients Through Resonant Tests of Soils Samples, Soil Dynamics & Earthquake Engineering Conference, Southampton, V.I: 65-75.

AULD,B. (1977): Cross-hole and Down-hole Vs by Mechanical Impulse, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 103(GT12): 1381-1398.

BALLARD,R.F. & McLEAN,F.G. (1975): Seismic Field Methods for In Situ Moduli, Proceeding of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Specialty Conference of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, V.I: 121-150.

BALLARD,R.F. (1976): Method for Cross Hole Seismic Testing, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 102(GT12): 1261- 1273.

BALLARD,R.F.; STOKOE II,K.H. & McLEMORE,R. (1983): Proposed Standard Test Methods for Cross-hole Seismic Testing, Geotechnical Testing Journal, 6(4): 210-219.

BAOSHAN,Z. & CHOPIN,L. (1983): Shear Wave Velocity and Geotechnical Properties of Tailings Deposits, IAEG, no.26-27, Paris: 394-353.

BARKAN,D.D. (1962): Dynamics of Bases and Foundations, Mc Graw- Hill Book Co., N.Y./USA: 444p.

BARROS,J.M.C (1989): Determinação dos Parâmetros Dinâmicos dos Solos através do Ensaio de Coluna Resonante, Relatório Interno IPT No. 27.313: 36p.

BARROS,J.M.C. (1990): Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Brasileiros, 6o. CBGE / IX COBRAMSEF, Salvador/BA, V.2: 475-484.

BARROS,J.M.C.; GIACHETI,H.L. & MARTINS,M.C.R. (1991): Dynamic Properties of Same Brazilian Lateritic Soils, IX Panamerican Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng., Vinã del Mar/Chile.

BARROS,J.M.C.; MARTINS,J.A.M. & BARBOSA Fo.,M.T. (1988): Parâmetros Dinâmicos dos Solos para Obras de Terra e Fundações, Simpósio sobre Novos Conceitos de Ensaios de Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro-RJ, V.I: 135-166.

BATES,C.R. (1989): Dynamic Soil Property Measurements During Triaxial Testing, Géotechnique, 39(4): 721-726.

BIENIAWSHI,Z.T. (1978): The "Petite Sismique" Technique - A Review of Current Developments, Conference on Acoustic Emission/Microseismic Activity in Geologic Strutures and Materials, Pennsylvania State University and U.S. Bureau of Mines, V.V: 305-317.

BIOT,M.A. (1956): Theory of Propagation of Elastic Waves in Fluid Saturated Porous Solid: I- Low-Frequency Range, Journal of Accoust. Soc. Am., 26: 168-178.

BOASHAN,Z & CHOPIN,L. (1983): Shear Wave Velocity and Geotechnical Properties of Tailings Deposits, IAEG, no. 26-27, Paris: 347-353.

BOGOSIAN,F.; LOPES,P.C.C.; MUXFELDT,A.S. & DUTRA,A.G.B. (1982): Primeiros Resultados de Ensaios Triaxiais Dinâmicos Utilizados no Brasil para Estudo de Fundações "Offshore", VII COBRAMSEF, Olinda-Recife/PE, ABMS, V.IV: 27-34.

BOLTON,M.D. & WILSON,M.R. (1989): An Experimental and Theorical Comparison Between Static and Dynamic Torsional Soil Tests, Géotechnique, 39(4): 585-599.

BOUCKOVALAS,G.; KALTEZIOTIS,N.; SABATAKAKIS,N. & ZERVOGIANNIS,C. (1989): Shear Wave Velocity in a Very Soft Clay - Measurement and Correlations, XII ICSMFE, Rio de Janeiro/Brazil, V.I: 191-194.

BROOKER,E.W. & IRELAND,H.O. (1965): Earth Pressures at Rest Related to Stress History, Can. Geotech. Journal, 1(2): 1-15.

BRUCE,I.G.; WIGHTMAN,A. & BROWN JR.,F.R.(1983): Foundation Dynamic Properties of Meta-Sedimentary Rocks from Cross Hole Seismic Tests, IAEG, no.26-27, Paris: 201-206.

CHAE,Y.E & CHIANG,J.C. (1978): Dynamic Properties of Lime and LFA Treated Soil, ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, V.I: 308-324.

CHANG,N.Y. & MAKARECHI,H. (1982): Effects of Gradation on Shear Modulus of Denver Sands at Small Strains, Soil Dynamics & Earthquake Eng. Conf., Southampton, V.I: 17-129.

CHANG,T.S. & WOODS,R.D. (1987): Effect of Confining Pressure on Shear Modulus of Cemented Sand, Soil-Structure Interation (Developments in Geotech. Eng. V.43), edited by A.S.Cakmak, Elsevier Science Publisher, N.Y./USA: 193-208.

CHEN,Y.C.; ISHIBASHI,I. & JENKINS,J.T. (1988): Dynamics Shear Modulus and Fabric: Part I, Deposital and Induced Anisotropy, Géotechnique, 38(1): 25-32.

CHENG,C.H. & JINZHONG,Z. & BURNS,D.R (1987): Effects of In-Situ Permeability on the Propagation of Stoneley (Tube) Waves in a Borehole, Geophysics, 52(9): 1279-1289.

CHIANG,Y.C. & CHAE,Y.S. (1972): Dynamic Properties of Cement Treated Soil, Highway Research Record, 379: 39-51.

CHUNG,R.M.; YOKEL,F.Y & DRNEVICH,V.P. (1984): Evalution of Dynamic Properties of Sands by Resonant Column Testing, Geotechnical Testing Journal, 7(2):60-69.

CORDEIRO,R.P.; DOURADO,J.C.; MALAGUTTI Fo., W. & PRADO,R.L. (1986): A Importância dos Métodos Sísmicos "In Situ" na Avaliação do Comportamento Mecânico dos Solos Frente a Solicitações Dinâmicas, VIII COBRAMSEF, Porto Alegre/RS, V.2: 215-224.

CUNNY,R.W. & FRY,Z.B. (1973): Vibratory In Situ and Laboratory Soil Moduli Compared, Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 99(SM12): 1055-1076.

DAS,B.M (1983): Fundamentals of Soil Dynamics, Elsevier Science Publishing Co., USA: 339p.

DAVINO,A. (1975): Geofísica Aplicada a Problemas de Implantação de Grandes Obras de Engenharia Civil, Notas de Aula, II Curso de Férias em Geociências, IG-USP, capítulos 4 e 8.

DÉCOURT,L. (1989): Ultimate Bearing Capacity of Large Bored Piles in a Hard São Paulo Clay, de Mello Volume: 89-120.

DOBRY,R. & POBLETE,M. (1969): Discussion on "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay", Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 95(SM2): 659-662.

DORMIEUX,L. (1989): Detérmination de Caractéristiques Dynamiques dún Sol a L'aide dún Essai Pressiométrique Cyclique, Rev. Franç. Géotech., 46: 31-41.

DOURADO,J.M. (1984): A Utilização da Sísmica na Determinação de Parâmetros Elásticos de Maciços Rochosos e Terrosos "In Situ", publicação da ABGE, 13p.

DRNEVICH,V.P. (1972): Undrained Cyclic Shear of Saturated Sand, Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 98(SM8): 807- 825.

DRNEVICH,V.P. (1977): Resonant-Column Testing - Problems and Solutions, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654: 384-398.

DRNEVICH,V.P; HARDIN,B.O. & SHIPPY,D.J. (1977): Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column Method, Dynamical Geotechnical Testing, ASTM STP 654: 91-125.

DUPAS,J.M. & PECKER,A. (1979): Static and Dynamic Properties of Sand-Cemented, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 105(GT3): 419-436.

DVORÁK,A. (1970): Seismic and Static Modulus of Rock Masses, II Congess of ISRM, Beograd, V.2, 2/6.

EDIL,T.B. & LUH,G.H. (1978): Dynamic Modulus and Damping Relationships for Sands, Proc. ASCE, Specialty Conference on Earthquake Eng. and Soil Dynamic, Pasadena/California, V. I: 394-409.

ESTEVES,J.M. (1982): Reconhecimentos Geofísicos, Seminário 276 - Caracterização de Maciços Terrosos por Ensaios "In Situ", LNEC - Lisboa: 3-29.

FILQUEIRAS,A.T. (1984): Determinação de Propriedades Dinâmicas do Solo no Campo para Análise de Fundações de Máquinas Rotativas (tese), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ.

FOLQUE,J. (1987): Comportamento de Maciços Terrosos sob a Acção de Solicitações Sísmicas, Revista Geotecnia, LNEC-Lisboa, 51: 1-31.

FONTOURA,S.A.B.; LITTLE,A.L. & COLLINS,K. (1985): Shear Strength of Undisturbed Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Particularly as Related to their Structure and Mineral Components, Committee on Tropical Soils of the ISSMFE, Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, São Paulo-SP: 47-65

FULAN,P. (1982): The Relation Between Dynamic Elastic Parameters and Depth of Soil, Soil Dynamics and Earthquake Eng. Conf., Southmpton, V.I: 167-178.

GASSMAN,F. (1951): Elastic Waves Trought a Packing Spheres, Geophysics, 16: 673-685.

GAZETAS,G. (1987): Soil Dynamics: An Overview, Dynamic Behaviour of Foundation and Buried Structures, Chapter 1, (Developments in Soil Mech. and Found. Eng. - 3), Edited by Banerjee & Butterfield, Elsivier Applied Science, USA: 1-43.

GEOLOGICAL SOCIETY ENGINEERING GROUP WORKING PARTY (1988): Engineering Geophysics, Report, Quaterly Journal of Eng. Geology, London, 21: 207-271.

GIACHETI,H.L. & ZUQUETTE,L.Z. (1990): Técnicas para Determinação de Parâmetros Dinâmicos dos Solos: Um Exemplo de Aplicação, XI Seminário da ADUNESP, Guaratinguetá/SP.

GIACHETI,H.L. (1987): Aplicabilidade de Modelos Elásticos para Previsão do Comportamento Tensão-Deformação de um Solo Compactado (Dissertação de Mestrado), EESC-USP, São Carlos/SP, 162 p.

GIACHETI,H.L.; STANCATI,G. & NOGUEIRA,J.B. (1989): Elastic Stress-Strain Relationships for Compacted Soil, XII ICSMFE, Suplementary Contributions - ABMS: 7-9.

GIACHETI,H.L. (1991): Estudo Experimental de Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Tropicias do Estado de São Paulo (Tese de Doutoramento), EESC-USP, São Carlos/SP, 232 p.

GIDIGASU,M.D. (1976): Laterite Soil Engineering - Pedogenesis and Engineering Principles, Elsevier Scient. Publ. Co., 554 p.

GUANG-DI,F.; SHAN,Z.B.; SHEN,Q.B. & ZHONG,Z.L. (1986): Applications of Elastic Wave in Engineering Geologial Investigation, 5th IAEG Congress, Buenos Aires, V.I, 347-353.

HAMDI,F.A.I. & SMITH,D.T. (1981): Soil Consolidation Behavior Assessed by Seismic Velocity Measurements, Geophysical Prospecting, 29: 715-729.

HAN,D.; NUR, A. & MORGAN,D. (1986). Effects of Porosity and Clay Content on Wave Velocities in Sandstones, Geophysics, 51(11): 2093-2107.

HARA,A.; OHTA,T.; NIWA,M.; TANAKA,S. & BANNO,T. (1974): Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils, Soils & Foundation, JSSMFE, 14(3): 1-24.

HARDIN RESONANT COLUMN APPARATUS (1979): Operating Manual, Soil Dynamics Instruments Inc., Lexington, Kentuchy, 17 p.

HARDIN,B.O & DRNEVICH,V.P. (1972b): Shear Modulus and Damping in Soils: 2- Design Equations and Curves, Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 98(SM7): 667-692.

HARDIN,B.O & MUSIC,J. (1965): Apparatus for Vibration of Soil Specimens During the Triaxial Tests, Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics, ASTM STP 392: 55-74.

HARDIN,B.O & RICHART JR.,F.E. (1963): Elastic Wave Velocities in Granular Soils, Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 89(SM1): 33-65.

HARDIN,B.O. & BLACK,W.L (1969): Closure to "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay", Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 95(SM6): 1531-1539.

HARDIN,B.O. & BLACK,W.L. (1968): Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 94(SM2): 353-369.

HARDIN,B.O. & DRNEVICH,V.P. (1972a): Shear Modulus and Damping in Soils: 1- Measurements and Parameters Effects, Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 98(SM6): 353-369.

HARDIN,B.O. (1965a): Dynamic versus Static Shear Modulus for Dry Sand, Materials Research and Standards, ASTM, 5(5): 232-235.

HARDIN,B.O. (1965b): The Nature of Damping in Sands, Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 91(SM1): 63-97.

HARDIN,B.O. (1970): Suggested Methods of Test for Shear Modulus and Damping of Soil by the Resonant Column, ASTM STP 479: 516-529.

HARDIN,B.O. (1978): The Nature of Stress-Strain Behavior of Soils, Proc. ASCE, Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena/California, V.I: 3-90.

HARDIN,B.O. (1983): Plane Strain Constitutive Equations for Soils, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 109(3): 338-407.

HAUPT,W.A. (1973): Discusion of "In Situ Shear Wave Velocity by Cross-hole Method", Journal of Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 99(SM2): 224-228.

HEINIGER,C. & STUDER,J.A. (1985): Resonant-Column Apparatus for Coarse-Grained Materials, Getechnical Testing Journal, 8(3): 132-136.

HOADLEY,P.J. (1985): Measurement of Dynamic Soil Properties, Analysis and Design of Foundation for Vibration, Edited by P.J.Moore, Chapter 9, Balkema, Rotterdam: 349-419.

HOAR,R.J & STOKOE II,K.H. (1981): Cross-hole Measurement and Analysis of Shear Waves, X ICSMFE, Stockholm, V.III: 223-226.

HOAR,R.J. & STOKOE II,K.H. (1977): Generation and Measurement of Shear Waves In Situ, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654: 3-29.

HRYCIW,R.D & WOODS,R.D (1988): DMT - Cross-hole Shear Correlations, ISOPT-1, Rotterdam, V.I: 527-532.

HRYCIW,R.D. (1990): Small-Strain-Shear Modulus of Soil by Dilatometer, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 116(11): 1700-1716.

HSU,S.J.C. (1989): Review of Sand Liquefaction Under Seismic Loading, XII ICSMFE, Rio de Janeiro/Brazil, suplementary contributions - ABMS: 89-94.

HUGO,F., ENGELBRECHT,J.C. & TOIT,J.D. (1989): Correlation of Elastic Engineering Parameters Obtained from Dynamic Triaxial Test with Seismic and Ultrasonic Test, XII ICSMFE, Rio de Janeiro/Brazil, V.I: 233-238.

HUMPRIES,W.K. & WAHLS,H.E. (1968): Stress History Effects on Dynamic Modulus of Clay, Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 94(SM2): 371-389.

IMAI,T. & TONOUCHI,K. (1982): Correlation of N Value with S- Wave Velocity and Shear Modulus, II ESPOT, Amsterdam: 67-72.

IMAI,T. & YOKOTA,K. (1982): Relationships Between N Value and Dynamic Soil Properties, II ESOPT, Amsterdam: 73-78.

IMAI,T. (1977): P- and S- Wave Velocities of the Ground in Japan, XI ICSMFE, Tokyo/Japan, V.II: 257-260.

ISHIBASHI,I.; CHEN,Y.C. & JENKINS,J.T. (1988): Dynamic Shear Modulus and Fabric: Part II, Stress Reversal, Géotechnique 38(1): 33-37.

IWASAKI,T. & TATSUOKA,F. (1977): Effects of Grain Size and Grading on Dynamics Shear Moduli of Sands, Soils and Foundations, JSSMFE, 17(3), 19-35.

JAMIOLKOWSKI,M.; GHIONA,V.N. & LANCELLOTA,R. (1988): New Correlations of Penetration Tests for Design Practice, 1st ISOPT, USA, V.I: 263-296.

JONES,R. (1958): In Situ Measurement of the Dynamic Properties of Soil by Vibration Methods, Géotechnique, VIII(1): 1-21.

KIM,T.C. & NOVAC,M. (1981): Dynamic Properties of Some Cohesive Soils of Ontario, Can. Geotech. Journal, 18: 371-389.

KOKUSHO,T.; YOSHIDA,Y. & YASUYUKI,E. (1982): Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range, Soils and Foundations, JSSMFE, 22(4): 1-18.

KONSTANTINOV,B.K. & KONSTANTINOV,V.K. (1990): Determination of the Weathering Ratio by P and S Wave Measurements, 6th International IAEG Congress, Balkema, Roterdam: 995-1000.

LARKIN,T.J. & TAYLOR,P.W. (1978): Comparison of Down-hole and Laboratory Shear Wave Velocities, Can. Geotech. Journal, 16: 152- 162.

LEE,I.K.; WHITE,W. & INGLES,O.G. (1983): Geotechnical Engineering, Pitman Publishing Inc., USA: 508 p.

LI,N. & WOODS,R.D. (1987): Dynamic Behavior of Grouted Sand, Soil-Structure Interation (Developments in Geotech. Eng. V.43), edited by A.S.Cakmak, Elsevier Science Publisher, N.Y./USA: 221-241.

LOCAT,J & BEAUSÉJOUR,N. (1987): Corrélations entre des Propriétés Mécaniques Dynamiques et Statiques de Sols Argileus Intacts et Traités à la Chaux, Can. Geotech. Journal, 24(3): 327-334.

LOCAT,J.; BEAUSÉJOUR,N. & BÉRUBÉ,M.A. (1986): Utilisation du Célérometre Ultrasonique sur des Sols Cohérents, Can. Geotech. Journal, 23(2): 247-250.

LOPES,F.R. & RIBEIRO,A.T.F. (1985): Vibration Tests for the Analysis of Machine Foundations, XI ICSMFE, San Francisco, V.II: 889-902.

LUONG,M.P. (1986): Mesure des Propriétés Dynamiques des Sols, Rev. Franç. de Géotech., no.37: 17-28.

LUTENEGGER,A.J. (1988): Current Status of the Marchetti Dilatometer Test, ISOPT-1, Balkema, Roterdam: 137-155.

MALAGUTTI Fo.,W. & COSTA,A.M. (1985): A Técnica Símica de Transmissão Direta na Obtenção de Parâmetros Elásticos de Maciços Rochosos, com Aplicação em Projetos de Escavações Subterrâneas, Simpósio sobre Escavações Subterrâneas, Rio de Janeiro/RJ, ABGE, V.1: 83-99.

MANCUSO,C.; SIMONELLI,A.L. & VINELE,F. (1989): Numerical Analysis of In Situ S- Wave Measurements, XII ICSMFE, Rio de Janeiro/Brazil, V.I: 277-280.

MARCUSSON III,W.F. & WAHLS,H.E. (1977): Effects of Time on Damping Ratio of Clays, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654: 126-147.

MARTINS,J.A.A. (1990): Comportamento Dinâmico Não Linear dos Solos, 6o. CBGE/IX COBRAMSEF, Salvador/BA, V.2. 485-490.

MASSARSH,K.R. & DRNEVICH,V.P. (1979): Deformation Properties of Normally Consolidated Clays, European Conference on Soil Mech. and Foundation Eng., Bringhton, V.2: 251-255.

MASSARSH,K.R. (1981): Dynamic and Static Shear Modulus - Oral Discusion, X ICSMFE, Stockholm, Session 10, V.IV: 880-881.

MASSARSH,K.R. (1985): Stress-Strain Behaviour of Clays, XI ICSMFE, San Francisco / California, V.1/A: 571-574.

MAUGERI,N. & CARRUBA,P. (1985): Microzoning Using SPT Data, XI ICSMFE, San Francisco, V.4: 1831-1836.

McCANN,D.M.; GRAINGER,P. & McCANN,C. (1975): Inter-Borehole Accoustic Measurements and Their Use in Engineering Geology, Geophysical Prospecting 23(1): 50-69.

McLEMORE,V.R.; ANDERSON,D.G. & ESPANA,C. (978): Crosshole Testing Using Explosive and Mechanical Energy Sources, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654: 30-55.

MEDINA,J. & PREUSSLER,E.M. (1980): Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos, Revista Solos e Rochas 3(1): 3-26.

MILLER,R.P.; TRONCOSO,J.H. & BROWN JR.,F.R. (1975): In Situ Impulse Test for Dynamic Shear Modulus of Soils, Proc. of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Specialty Conference of the Geotechnical Eng. Div., ASCE, V.I: 319-335.

MOONEY,H.M (1974): Seismic Shear Wave in Engineering, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 100(GT8): 905-921.

MORRIS,D.V. & ABBISS,C.P. (1979): Static Modulus of Gault Clay Predicted from Sismic Tests, Ground Engineering, 12(8): 45-50.

NISHI,K.; ISHIGURO,T. & KUDO,K. (1989): Dynamic Properties of Weathered Sedimentary Soft Rocks, Soils and Foundations, JSSMFE, 29(3): 67-82.

NISHIO,S. & TAMAOKI,K. (1988): Measurement of Shear Wave Velocities in Diluvial Gravel Under Triaxial Conditions, Soils and Foundations, JSSMFE, 28(2): 35-48.

NOVAK,M. (1987): Stat-of-the-Art in Analysis and Design of Machine Foundation, Soil-Structure Interation (Developments in Geotech. Eng. V.43), edited by A.S.Cakmak, Elsevier Science Publisher, N.Y./USA: 171-192.

OHSAKI,Y. & IWASAKI,R. (1973): On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits, Soils and Foundation, JSSMFE, 13(4): 61-73.

OHTA,Y. & GOTO,N. (1978): Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes, Earthquake Eng. and Soil Dynamics, 6: 167-187.

OHTA,Y.; GOTO,N.; KAGAMI,H. & SHIONO,K. (1978): Shear Wave Velocity Measurement During a Standard Penetration Test, Earthquake Eng. and Soil Dynamics, 6: 43-50.

OLHOVICH,V.A. (1959): Curso de Sismologia Aplicada, Ed. Reverte, Barcelona, Cap.I: 3-16.

OZUDOGRU,K.G. (1985): Maximun Shear Moduli from Torsional Vibration Tests, XI ICSMFE, San Francisco, V.II: 1031-1033.

PECKER,A.; LAKSHMANAN,J. & MAZET,Y. (1985): Mesures Dynamiques au Laboratoire et In-Situ, XI ICSMFE, San Francisco, V.II: 921-924.

PENDER,M.J. (1977): Modelling Soil Behaviour Under Cyclic Loading, IX ICSMFE, Tokyo, V.II: 325-331.

PRAKASH,S. & PURI,V.K. (1988): Foundation for Machines: Analysis and Design, John Wiley & Sons, USA: 656 p.

PRAKASH,S. (1981): Soil Dynamics, Mc Graw-Hill Book Co., USA: 426 p.

PRANGE,B. (1977): Parameters Affecting Damping Properties, Proceeding of DMSR/77, Karlshuhe, V.I: 61-78.

RAMBERG,W. & OSGOOD,W.R. (1943): Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters, NACA, Technical Note No. 902: 22 p.

RAY,R.P. & WOODS,R.D. (1988): Modulus and Damping Due to Uniform and Variable Cyclic Loading, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 114(8): 861-877.

RICHART JR.,F.E. (1975): Some Effects of Dynamic Soil Properties on Soil-Structure Interation, The Tenth Terzaghi Lecture, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 101(GT2): 1193-1240.

RICHART JR.,F.E. (1977): Field and Laboratory Measurements of Dynamic Soil Properties, Proceeding of DMSR/77, Karlshuhe, V.I: 3-36.

RICHART JR.,F.E.; WOODS,R.D. & HALL,J.R. (1970): Vibrations of Soils and Foundations, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 414 p.

ROBERTS,A. (1977): The Response of Earth Materials to Dynamic Loading, Chapter 13, Geotechnology - An Introduction Text to Students and Engineers, Pergamon Press, USA: 266-286.

ROCHA,J.L.R.; NIYAMA,S. & MARTINS,J.A.A. (1982): Método da Coluna Ressonante e sua Aplicação na Investigação do Comportamento

Dinâmico dos Solos, VII COBRAMSEF, Olinda-Recife/PE, V.5: 285-300.

RODRIGUES,L.F. (1978): Techniques for "In Situ" Measurement of Shear Wave Velocity, LNEC-Lisboa, Memória no.494: 18 p.

RODRIGUES,L.F. (1979): Métodos de Prospecção Sísmica em Geologia de Engenharia. A Importância da Onda de Corte (tese de especialista), LNEC-Lisboa: 240 p.

RODRIGUES,L.F. (1985): Shear Wave Studies by Cross-hole Method, X ICSMFE, Stockholm, V.III: 283-286.

RODRIGUES,L.F. (1986): Utilização de Métodos Sísmicos no Estudo da Deformabilidade de Maciços Rochosos, Revista Geotecnia, LNEC-Lisboa, 48: 41-46.

SAMARA,V. & MARTINS,J.A.A. (1986): Comparação entre Resultados de Ensaios Dinâmicos de Campo e Laboratório, VIII COBRAMSEF, Porto Alegre/RS, V.1: 223-229.

SANTOS,S.H.C.; VELOSO,D.A. & SOARES,E.P.S. (1989): Seismic Response in Horizontally Layered Sites, XII ICSMFE, Rio de Janeiro/Brazil, suplementary contributions - ABMS: 41-44.

SARMAN,R. & PALMER,D.F. (1990): Engineering Geophysics: The Need for Its Development and Applications, 6th International IAEG Congress, Balkema, Rotterdam: 1017-1024.

SAXENA,S.K. & REDDY,K.R (1989): Dynamic Moduli and Damping Ratios for Monterey No. 0 Sand by Resonant Column Tests, Soils and Foundations, JSSMFE, 29(2): 37-51.

SAXENA,S.K.; AVRAMIDIS,A.S. & REDDY,K.R. (1988): Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cemented Sands at Low Strains, Can. Geotech. Journal, 25(2): 353-368.

SCHMERTMANN,J.H. (1977): Use the SPT to Mesure Dynamic Soil Properties ? - Yes, But..., Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654: 341-355.

SCHRIER,J.S.Van der (1990): A Comparison Between Statically and Dynamically Determined Properties of Rock: A Case Study, 6th International IAEG Congress, Balkema, Rotterdam: 1061-1066.

SEED,H.B. & IDRISS,I.M. (1970): Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report, SW-AJA, University of California, Berkeley, 41 p.

SEED,H.B. & LEE,K.L. (1966): Liquefation of Saturated Sands During Cyclic Loading, Journal of Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 92(SM6): 105-134.

SEED,H.B.; WONG,R.T.; IDRISS,I.M. & TOKMATSU,K. (1986): Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 112(GT11): 1016-1032.

SHEN,C.K.; SADIGH,K. & HERRMAN,L.R. (1977): An Analysis of NGI Simple Shear Apparatus for Cyclic Soil Testing, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654: 148-162.

SHERIF,M.A. & ISHIBASHI,I (1976): Dynamic Shear Moduli for Dry Sands, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 102(GT11): 1171-1184.

SHERIF,M.A.; ISHIBASHI,I. & GADDAH,A.H. (1977): Damping Ratio for Dry Sands, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 103(GT7): 743-756.

SILVER,M.A. & PARK,T.K. (1975): Testing Procedure Effects on Dynamics Soil Behavior, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 101(GT10): 1061-1083.

SKOGLUND,G.R.; MARCUSON III,W.F. & CUNNY,R.W. (1976): Evaluation of Resonant Column Test Devices, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 102(GT11): 1147-1158.

SRIDHARAN,A. & GANDHI, N.S.S.V.V.S.J. (1985): Dynamic Shear Modulus of Soils, XI ICSMFE, San Francisco, V.II: 669-672.

STATTON,C.T.; AULD,B. & FRITZ,A. (1977): In Situ Seismic Shear-Wave Velocity Measurements and Proposed Procedures, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654: 56-65.

STEPHENSON,R.W. (1977): Ultrasonic Testing for Determining Dynamic Soil Moduli, Dynamical Geotechnical Testing, ASTM STP 654: 179-195.

STOKE II,K.H. & WOODS,R.D. (1972): "In Situ" Shear Wave Velocity by Cross Hole Method, Journal of Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 96(SM5): 443-453.

STOKOE II,K.H. & ABEL-RAZZAK, K.G. (1975): Shear Moduli of Two Compacted Fills, Proceeding of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Specialty Conference of the Geotechnical Eng. Div., ASCE, V.I: 422-449.

STOKOE II,K.H. & HOAR,R.J. (1977): Field Measurement of Shear Wave Velocity by Cross Hole and Down Hole Seismic Methods, Proc. of DMSR/77, Karlshuhe, V.III: 115-137.

STOKOE II,K.H. & RICHART JR.,F.E. (1973): In Situ and Laboratory Shear Wave Velocities, VIII ICSMFE, Moscow, V.1: 403-409.

STOKOE II,K.H. (1980): Dynamic Response of Pile-Supported Foundation, Report, University of Texas - Departament of Civil Engineering, 29 p.

STOKOE II,K.H., LEE,S.H.H. & KNOX,D.P. (1985): Shear Moduli Measurements under the Triaxial Stresses, Advances in the Art of Testing Soil under Cyclic Condition, ASCE, New York: 166- 185.

SUDHINDRA,C.; KUBERAN,R.; MOZA,K.K. & BABBAM,S.K. (1988): Dynamic Behavior of Expansive Soil in Resonant Column Tests, International Conference on Eng. Problems of Regional Soils, Beijing/China: 707-739.

SULLY,J.P. & CAMPANELLA,R.G. (1989): Correlations of Maximum Shear Modulus with DMT Test Results in Sand, XII ICSMFE, Rio de Janeiro/Brazil, V.1: 339-343.

TAMAOKI,K. & NISHIO,S. (1990): Stress Dependency of Shear Wave Velocities in Diluvial Gravel Samples During Triaxial Compression Tests, Soils and Foundations, JSSMFE, 30(4): 42-52.

TATSUOKA,F. & SILVER,M.L. (1980): New Method for the Calibration of the Inertia of Resonant Column Devices, Geotechnical Testing Journal, 3(1): 30-34.

THIERS,G.H. & SEED,H.B. (1968): Cyclic Stress-Strain Characteristics of Clay, Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, 94(SM2): 555-569.

TIEN,N.T. (1987): Dynamic and Static Behavior of Driven Piles, Swedish Geotechnical Institute, Report no. 33: 63 p.

TOKMATSUO,K. (1988): Penetration Testing for Dynamic Problems, ISOPT-1, Rotterdam, V.I: 117-136.

TONOUCHI,K.; SAKAYAMA,T. & IMAI,T. (1983): S- Wave Velocity in the Ground and the Damping Factor, IAEG, no.26-27, Paris: 328-333.

VENÂNCIO Fo.,F.; LOPES,F.R.; BATISTA,R.C. & ROITMAN,N. (1985): Problemas de Dinâmica dos Solos e Fundações. Solução de um Problema da Prática, 3o. Simpósio Regional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS-BA, V.I: 175-194.

VUCETIC,M. & DOBRY,R. (1988): Degradation of Marine Clays Under Cyclic Loading, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 114(2): 133-149.

VUCETIC,M. & DOBRY,R. (1991): Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 117(1): 89-107.

VUCETIC,M. (1988): Normalized Behavior of Offshore Clay Under Uniform Cyclic Loading, Can. Geotech. Journal, 25: 33-41.

WHITMAN,R.V. & LAWRENCE Jr., F.V. (1963): Discussion on "Elastic Wave Velocities Granular Soils", Journal of Soil Mech and Foundation Division, ASCE, 89(5): 112-118.

WILSON,S.D.; BROWN,F.R. & SCHWARZ,S.D. (1977): In Situ Determination of Dynamic Soil Properties, Dynamical Geotechnical Testing, ASTM STP 654: 295-317.

WOODS,R.D (1977): Parameters Affecting Elastic Properties, Proceeding of DMSR/77, Karlsruhe, V.I: 37-62.

WOODS,R.D (1978): Measurements of Dynamic Soils Properties, Proc. ASCE, Specialty Conf. Earthq. Eng. and Soil Dynamics, Pasadena-California, V.1: 91-180.

WU,S. & WOODS,R.D. (1987): Time Effects on Shear Modulus on Unsaturated Cohessionless Soils, Soil-Structure Interation

(Developments in Geotech. Eng. V.43), edited by A.S.Cakmak, Elsevier Science Publisher, N.Y./USA: 243-256.

WU,S. (1983): Capillary Effects on Dynamic Modulus of Fine-Grained Cohessionless Soils (PhD Thesis), University of Michigan, 200 p.

WU,S.; GRAY,D.H. & RICHART JR.,F.E. (1985): Capillary Effects on Shear Modulus at High Strain, XI ICSMFE, San Francisco, V.II: 1091-1094.

YANG,Z. & HATHEWAY,A.W. (1976): Dynamic Response of Tropical Marine Limestone, Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 102(GT2): 123-138.

YOKOTA,K.; IMAI,T. & TONOUGHI,K. (1982): Geotechnical and Geophysical Methods for Evalution Dynamics Soils Properties at Various Sites in Japan, 3th Intern. Earthquake Microzonation Conf. Proc., Seattle, W.A., V.II: 1129-1144.