

**IZABEL CRISTINA DE OLIVEIRA CAMPOS**

**PARÂMETROS DINÂMICOS DE UM SOLO  
TROPICAL A PARTIR DE ENSAIOS *CROSS-HOLE***

Campina Grande - PB  
Janeiro 2003

**IZABEL CRISTINA DE OLIVEIRA CAMPOS**

# **PARÂMETROS DINÂMICOS DE UM SOLO TROPICAL A PARTIR DE ENSAIOS *CROSS-HOLE***

Dissertação apresentada à Universidade Federal de  
Campina Grande para a obtenção do grau de Mestre em  
Ciências de Engenharia Civil.

Campina Grande - PB  
Janeiro 2003



C198p Campos, Izabel Cristina de Oliveira  
Parametros dinamicos de um solo tropical a partir de  
ensaios Cross-Hole / Izabel Cristina de Oliveira Campos. -  
Campina Grande, 2003.  
102 f.

Dissertacao (Mestrado em Informatica) - Universidade  
Federal de Campina Grande, Centro de Ciencias e Tecnologia.

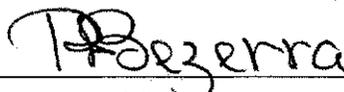
1. Ensaio de Campo - Solo Tropical 2. Gross-Hole 3.  
Parametros Dinamicos 4. Dissertacao - Informatica I.  
Bezerra, Raimundo Leidimar II. Giacheti, Heraldo Luiz III.  
Universidade Federal de Campina Grande - Campina Grande  
(PB) IV. Título

CDU 624.13(043)

**PARÂMETROS DINÂMICOS DE UM SOLO TROPICAL A PARTIR DE  
ENSAIOS *CROSS-HOLE***

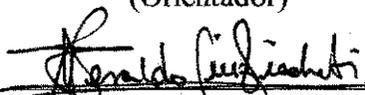
IZABEL CRISTINA DE OLIVEIRA CAMPOS

DISSERTAÇÃO APROVADA POR:



Raimundo Leidimar Bezerra, D.Sc.

(Orientador)



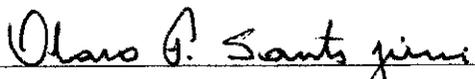
Heraldo Luiz Giacheti, D.Sc.

(Orientador)



Wilson Conciani, D.Sc.

(Examinador)



Olavo Francisco dos Santos Júnior, D.Sc.

(Examinador)

Campina Grande - PB

Janeiro de 2003

A minha mãe, à memória de meu  
pai, ao meu marido e aos meus  
filhos.

## RESUMO

Este trabalho apresenta resultados de ensaios *cross-hole* realizados no município de Pederneiras, situado na região Centro-Oeste do estado de São Paulo, onde ocorre um solo tropical areno-argiloso. Mostra as vantagens da utilização de diferentes fontes sísmicas para a determinação dos módulos de elasticidade ( $E$ ), de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Discute as limitações do emprego de correlações tradicionais para estimativa do módulo de cisalhamento máximo a partir de resultados de ensaios SPT, bem como a validade das correlações específicas para solos tropicais existentes na literatura. Destacam-se as diferenças entre os parâmetros dinâmicos determinados em duas campanhas distintas. Acredita-se que tais diferenças podem estar associadas à variabilidade do solo local, proveniente das características genéticas, da condição não saturada desses solos ou ainda a uma possível anisotropia, já que os ensaios foram realizados em direções praticamente ortogonais. Mostra a necessidade de considerar o efeito de tais fatores para uma melhor estimativa desses parâmetros. Em casos como esse é difícil estabelecer correlações para estimativa do módulo de cisalhamento máximo a partir de ensaios de campo mais simples como, por exemplo, o SPT.

**Palavras-chave** - 1. Ensaio de campo. 2. *Cross-hole*. 3. Parâmetros dinâmicos. 4. Solo tropical 5. Solo não saturado.

## ABSTRACT

*Cross-hole* test results carried out in a tropical clayey sand from Pederneiras city, in the central western region in São Paulo State are presented. The attained results show the advantages of using different seismic sources in order to determine the Young and maximum shear modulus and the Poisson ratio. This dissertation deals with the limitations of the traditional correlation used to estimate maximum shear modulus ( $G_0$ ) based from SPT test results, as well as the validation of the specific correlation to estimate  $G_0$  for the studied soil. The differences between dynamic soil properties calculated based on results from two different *cross-hole* tests are pointed. The differences can be related to soil variability that can be associated to the genetic characteristics and to the partially saturated soil condition as well as to a probable anisotropy, since the *cross-hole* tests were carried out in almost orthogonal directions. In this case, correlations to estimate maximum shear modulus based a current in situ tests, such us SPT, is difficult to be established.

**Key words:** 1. *In Situ* testing. 2. *Cross-hole*. 3. Dynamic soil parameters. 4. Tropical soils. 5. Partially saturated soils.

## AGRADECIMENTOS,

O presente trabalho envolvendo ensaios de campo e de laboratório é fruto da colaboração de um grande número de pessoas.

A autora agradece a todos que colaboraram de forma direta ou indiretamente na elaboração e particularmente:

➤ A empresa Geosolo Engenharia, Planejamento e Consultoria, por ter disponibilizado os resultados das sondagens SPT e CPT e dos ensaios sísmico *cross-hole*, sem os quais esse trabalho não seria possível.

➤ Aos orientadores desta dissertação, sem os quais, com suas orientações, persistências e incentivos, este trabalho não se concretizaria.

➤ Ao Centro Federal de Educação Tecnológica do Mato Grosso, juntamente com a Universidade Federal de Campina Grande pela oportunidade de realização desse curso.

➤ Aos colegas do curso, pela amizade, apoiando nas horas mais difíceis e comemorando nas alegrias.

➤ Aos filhos e esposo pela paciência e apoio desde o início até o fim desta caminhada.

# ÍNDICE

DEDICATORIA	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
AGRADECIMENTOS	iv
ÍNDICES DE FIGURAS	vii
ÍNDICES DE FOTOS	xi
ÍNDICES DE TABELAS	xii
ÍNDICES DE EQUAÇÕES	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS	xvii
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO.</b>	01
<b>CAPÍTULO 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.</b>	03
2.1 Dinâmica dos Solos	03
2.1.1 Breve histórico	03
2.1.2 Diferenças entre Mecânica e Dinâmica dos Solos	03
2.1.3 Princípios básicos	05
2.1.4 Aplicações da dinâmica dos solos	10
2.2 Parâmetros dinâmicos do solo	11
2.2.1 Definições	11
2.2.2 Fatores que afetam esses parâmetros	12
2.2.3 Obtenção dos parâmetros dinâmicos dos solos	28
2.2.3.1 Curva tensão-deformação	28
2.2.3.2 Determinação por meio da velocidade de propagação de ondas	30
a) Ensaio de laboratório	31
b) Ensaio de campo	32
2.2.4 Comparação entre os resultados de ensaios de campo e de laboratório	39
2.2.5 Estimativas para obtenção dos parâmetros dinâmicos do solo	40
2.3 Parâmetros dinâmicos dos solos tropicais	49
<b>CAPÍTULO 3. MATERIAIS E METODOS.</b>	55
3.1 Local estudado	55
3.2 Geologia	55
3.3 Campo experimental	57
3.4 Caracterização geológica – geotécnica	59

3.4.1 Poço de exploração	59
3.4.2 Caracterização e índices físicos do solo	59
3.4.3 Sondagem SPT	60
3.4.4 Sondagem CPT	62
3.4.5. Sondagem <i>cross-hole</i>	63
a) Aspectos Gerais	63
b) Procedimentos básicos	63
3.5 Execução dos ensaios <i>cross-hole</i>	64
3.5.1 Aspectos gerais	64
3.5.2 Furos de sondagem	66
3.5.3 Equipamentos utilizados	67
a) Geofones	88
b) Fontes sísmicas	69
c) Sismógrafos	71
3.5.4 Interpretação dos sinais	73
3.5.5 Parâmetros obtidos	74
<b>CAPÍTULO 4. RESULTADOS DOS ENSAIOS <i>CROSS-HOLE</i></b>	75
<b>CAPÍTULO 5. ANÁLISE DOS RESULTADOS.</b>	77
5.1 Velocidade de ondas	77
5.2 Parâmetros dinâmicos	78
5.3 Comparação entre os resultados das duas campanhas de ensaios	78
5.4 Vantagens do emprego de diferentes fontes sísmicas	81
5.5 Correlações para a estimativa do módulo de cisalhamento máximo $G_0$	82
5.5.1 Aspectos gerais	82
5.5.2. Correlações utilizadas	85
a) Estimativa da velocidade de propagação de ondas S ( $V_s$ )	85
b) Estimativa do módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ )	87
5.5.3 Análise dos resultados da estimativa de $G_0$ por correlações	89
a) Primeira campanha	89
b) Segunda campanha	90
c) As duas campanhas de ensaio	90
<b>CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE</b>	93
<b>CAPÍTULO 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.</b>	95

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Propagação das ondas (DOURADO, 1984).....	05
Figura 2.2: Princípio de Huyghens (FERNANDES, 1984).....	06
Figura 2.3: Aplicação de uma tensão em um ponto (FERNANDES, 1984).....	06
Figura 2.4: Tipos de ondas (FERNANDES, 1984).....	07
Figura 2.5: Representação esquemática da propagação das ondas P e S, (RODRIGUES, 1979).....	08
Figura 2.6: Representação esquemática da propagação da onda R, (RODRIGUES, 1979).....	08
Figura 2.7: Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades de ondas P, S e R num semi-espaço elástico (BARROS & HACHICH, 1998).....	09
Figura 2.8: Relação tensão-deformação na histerese para diferentes amplitudes de deformação (HARDIN & DRNEVICH, 1972b apud BARROS & HACHICH, 1998).....	11
Figura 2.9: Representação esquemática do efeito da amplitude de deformação no módulo e no amortecimento dos solos (STOKOE, 1980).....	13
Figura 2.10: Representação esquemática da curva de degradação do módulo (GIACHETI, 1991a).....	14
Figura 2.11: Representação esquemática do efeito de confinamento no módulo de cisalhamento (STOKOE, 1980).....	14
Figura 2.12: Representação esquemática do efeito de confinamento no amortecimento dos solos (STOKOE, 1980).....	15
Figura 2.13: Representação esquemática do efeito do índice de vazios no módulo dos solos (STOKOE, 1980).....	15
Figura 2.14: Representação esquemática do efeito do índice de vazios no amortecimento dos solos (STOKOE, 1980).....	16
Figura 2.15: Variação de $V_s$ com o índice de vazios e a pressão confinante –Areia de Ottawa (HARDIN & RICHART, 1963 apud BARROS, 1997).....	16
Figura 2.16: Representação esquemática do efeito de confinamento no módulo de cisalhamento de solos argilosos (DOBRY & VUCETIC, 1987).....	17
Figura 2.17: Efeito do sobreadensamento para o trecho normalmente adensado e para o	

trecho sobreadensado de acordo com a proposta de (HARDIN & BLACK, 1969).....	18
Figura 2.18: Representação esquemática do efeito de confinamento no amortecimento de solos argilosos (DOBRY & VUCETIC, 1987).....	19
Figura 2.19: Fases de variação de $G_0$ com o tempo de confinamento (ANDERSON & STOKOE, 1977).....	20
Figura 2.20: Efeito do tempo de confinamento no módulo de cisalhamento máximo. (ANDERSON & STOKOE, 1977).....	21
Figura 2.21: Relação entre $G_0$ (condição úmida) / $G_0$ condição seca versus o grau de saturação para uma areia sob tensões confinantes diferentes (WU et al., 1984 apud BARROS, 1997).....	22
Figura 2.22: Tensão efetiva adicional devido a capilaridade versus grau de saturação (WU et al., 1984, apud BARROS, 1997).....	23
Figura 2.23: (a) variação do índice de vazios; (b) da sucção; (c) de $G_0$ com o grau de saturação; (d) de $G_0$ com a sucção durante a secagem de ar de dois corpos de prova compactados (MARINHO, 1994).....	25
Figura 2.24: Variação de $G_0$ com a tensão confinante e a porcentagem de cimento para uma areia (CHANG & WOODS, 1987 apud BARROS, 1997).....	27
Figura 2.25: Variação de $(G/G_0) \times \gamma$ com o índice de plasticidade e o índice de vazios do solo (VUCETIC & DOBRY, 1991).....	28
Figura 2.26: Representação da curva tensão-deformação hiperbólica, segundo (HARDIN & DRNEVICH, 1972 b).....	29
Figura 2.27: Ensaio <i>Down-hole</i> segundo (RICHART, 1977 apud GIACHETI, 1991b).....	34
Figura 2.28: Ensaio <i>Up-hole</i> em conjunto com o SPT segundo (RICHART, 1977 apud GIACHETI, 1991b).....	35
Figura 2.29: Ensaio <i>Cross-hole</i> segundo (RICHART, 1977 apud GIACHETI, 1991b).....	36
Figura 2.30: Definição de $\sigma_d$ no ensaio triaxial, segundo (CHIANG & CHAE, 1972).....	44
Figura 2.31: Relação entre $G_0$ e $q_c$ (BOUCKOVALAS et al., 1989).....	47
Figura 2.32: Variação de $G$ versus $\gamma$ para areias em função da densidade relativa (apud SEED & IDRIS, 1970).....	48
Figura 2.33: Relação de $(G/G_0)$ versus $\gamma$ para solos normalmente e pré-adensados em função do índice de Plasticidade (VUCETIC & DOBRY, 1991).....	49
Figura 2.34: Comparação entre os valores de $G_0$ obtidos através de ensaios	

de coluna ressonante e de <i>cross-hole</i> (SAMARA & MARTINS, 1986).....	50
Figura 2.35: Comparação entre os valores de $G_0$ medidos em ensaios de coluna ressonante e os calculados a partir da expressão de (HARDIN, 1978). Argilas Sedimentares saturadas, segundo (BARROS, 1990).....	51
Figura 2.36: Modelo proposto por (MARTINS, 1990), para representar o comportamento de areias e argilas sedimentares brasileiras (GIACHETI, 1991b).....	52
Figura 2.37: Faixas de variação das curvas de redução do módulo com a deformação confrontada com a proposta de (SEED & IDRISSE, 1970) para areias, segundo (BARROS et al., 1991).....	53
Figura 3.1: Localização do município de Pederneiras (FÚLFARO & BJOMBERG, 1993).....	55
Figura 3.2: Mapa geológico da região de Pederneiras – SP, segundo IPT (1981).....	56
Figura 3.3: Localização do campo experimental no município de Pederneiras.....	58
Figura 3.4: Ensaios de caracterização, granulometria, limites de consistência e Teor de umidade do poço de exploração 1ª campanha.....	59
Figura 3.5: Ensaios de caracterização, granulometria, limites de consistência e teor de umidade do poço de exploração TP 03 2ª campanha.....	60
Figura 3.6: Valores de N (médios, mínimos, máximos e desvio padrão) da 1ª campanha.....	61
Figura 3.7 Valores de N (médios, mínimos, máximos e desvio padrão) da 2ª campanha.....	61
Figura 3.8: Resultado de sondagem CPT 03, localizada próxima à sondagem SP 06.....	62
Figura 3.9 Esquema do ensaio sísmico <i>cross-hole</i> (ASTM - D4428/D4428M - 84).....	64
Figura 3.10: Localização dos ensaios realizados na área de estudo.....	65
Figura 3.11: Técnica utilizada para preparação dos furos dos geofones. O espaço entre o tubo e o furo foi preenchido com calda de cimento (GIACHETI, 1991b).....	67
Figura 3.12: Registro típico para determinação do momento de chegada das ondas S e P. Dados obtidos em ensaio da 2ª campanha a uma profundidade de 4m.....	73
Figura 4.1: Resultados da 1ª campanha de ensaios <i>cross-hole</i> próximo ao SP 06. Valores de $V_s$ , $V_p$ , módulos E e $G_0$ e coeficiente de Poisson.....	75
Figura 4.2: Resultados da 2ª campanha de ensaios <i>cross-hole</i> próximo ao SP 35. Valores de $V_s$ , $V_p$ , módulos E e $G_0$ e coeficiente de Poisson.....	76
Figura 5.1: Comparação dos resultados das duas campanhas.....	79
Figura 5.2 a: Comparação entre as velocidades nas duas campanhas de ensaios.....	80
Figura 5.2 b: Checagem dos valores de $V_s$ da 1ª campanha de ensaios.....	80
Figura 5.3: Valores mínimos, médios e máximos de N do SPT, $q_c$ e $f_s$ do CPT elétrico para o local estudado.....	81

Figura 5.4: Croqui com a localização das sondagens realizadas próximas da 1ª campanha de ensaios <i>cross-hole</i> .....	83
Figura 5.5: Valores de N da sondagem SP 06 e valores médios mais ou menos o desvio padrão das sondagens SP 05, 06, 07, 27 e 28.....	83
Figura 5.6: Croqui com a localização das sondagens realizadas, próximas da 2ª campanha de ensaios <i>cross-hole</i> a serem utilizadas nas correlações.....	84
Figura 5.7: Valores de N da Sondagem SP 35 e valores médios mais ou menos o desvio padrão das sondagens SP 14, 15, 16, 17, 18, 33, 34, 35.....	85
Figura 5.8: Comparação entre velocidades $V_s$ medida a partir da 1ª campanha de ensaios <i>cross-hole</i> e $V_s$ estimada a partir de N do SPT.....	86
Figura 5.9: Comparação entre velocidades $V_s$ medida a partir da 2ª campanha de ensaios <i>cross-hole</i> e $V_s$ estimada a partir de N do SPT.....	87
Figura 5.10: Comparação entre $G_o$ medido a partir da 1ª campanha de ensaios <i>cross-hole</i> e $G_o$ estimado a partir de N do SPT.....	87
Figura 5.11: Comparação entre $G_o$ medido a partir da 2ª campanha de ensaios <i>cross-hole</i> e $G_o$ estimado a partir de N do SPT.....	88
Figura 5.12: (a) Correlação entre $V_s$ e profundidade (b) Correlação entre $G_o$ e N do SPT...	91

## ÍNDICE DE FOTOS

Foto 3.1: Vista geral da área de estudo.....	56
Foto 3.2: Abertura de furos dos ensaios <i>cross-hole</i> . (a) com trado manual motorizado para realização da 1ª campanha de ensaios. (b) com sondagem rotativa na 2ª campanha.....	66
Foto 3.3: Ensaio <i>cross-hole</i> sendo executado na segunda campanha.....	68
Foto 3.4: Geofones triaxiais modelo DHTG de fabricação GISCO .....	68
Foto 3.5: Geofones triaxiais, usados na segunda campanha.....	69
Foto 3.6: Fonte sísmica tipo martelo sísmico, modelo DHSW de fabricação GISCO. INC....	70
Foto 3.7: Fonte mecânica da Bison, modelo 1465-1, identificação de ondas de cisalhamento “S”.....	70
Foto 3.8: Fonte do tipo explosiva. Identificação das ondas de compressão “P”.....	71
Foto 3.9: Sismógrafo digital de 24 canais, modelo DAS-1 de fabricação OHYO GEOSPACE.....	71
Foto 3.10: Sismógrafo digital da Bison, modelo 1580-1.....	72

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Fatores que afetam o módulo e a razão de amortecimento de areias e de solos coesivos (HARDIN & DRNEVICH, 1972a).....	12
Tabela 2.2: Expressões propostas por HARDIN e RICHART (1963), para areias secas.....	17
Tabela 2.3: Valores do coeficiente K em função do índice de plasticidade.....	18
Tabela 2.4: Ensaíos mais utilizados para determinação de parâmetros dinâmicos dos solos...30	
Tabela 2.5: Resumo dos ensaios dinâmicos segundo GIACHETI (1991a) .....	38
Tabela 2.6: Correlações para estimativas de $G_0$ de areias – ensaios de laboratório segundo Barros (1997).....	42
Tabela 2.7: Correlações encontradas na literatura para estimativa de $G_0$ de argilas a partir de ensaios de laboratório segundo BARROS (1997).....	43
Tabela 2.8: Correlações encontradas na literatura ( $N$ , nº de golpes do ensaío SPT).....	45
Tabela 2.9: Fator $F_2$ para vários tipos de solo, segundo OHTA & GOTO (1978).....	46
Tabela 2.10: Perfil dos solos analisados por BARROS et al. (1991).....	52
Tabela 2.11: Coeficientes apresentados por GIACHETI (1991b), para os solos analisados...54	

## ÍNDICE DE EQUAÇÕES

Equação 2.1	$\sigma_p = \sigma_f \cdot (a/r)^2$ .....	06
Equação 2.2	$V_p = \sqrt{E(1-\nu)/(1+\nu)(1-2\nu)\rho}$ .....	09
Equação 2.3	$V_s = \sqrt{G/\rho}$ .....	09
Equação 2.4	$\nu = \frac{1/2(V_p/V_s)^2 - 1}{(V_p/V_s)^2 - 2}$ .....	09
Equação 2.5	$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}$ .....	09
Equação 2.6	$D = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{A_L}{A_T}$ .....	11
Equação 2.7	$G_0 = \rho \cdot V_s^2$ .....	13
Equação 2.8	$G_0 = 625 \cdot \left( \frac{OCR^k}{0,3 + 0,7 \cdot e^2} \right) \cdot (p_a \cdot \sigma_0)^{1/2}$ .....	17
Equação 2.9	$D_0 = K - 1,5 \cdot \text{Log}(N)$ .....	19
Equação 2.10	$IG = \frac{G_0}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$ .....	20

Equação 2.11  $NG = \left( \frac{IG}{G_{1000}} \right) \cdot 100\% \dots\dots\dots 20$

Equação 2.12  $G_0 = A \cdot F(e) \sigma_0^{0,5} \dots\dots\dots 22$

Equação 2.13  $\Delta G_0 = \left( \frac{G_0}{A \cdot F(e)} \right)^2 - \sigma_0 \dots\dots\dots 23$

Equação 2.14  $\Delta \sigma_0 = -\mu_a + X(\mu_a - \mu_w) \dots\dots\dots 24$

Equação 2.15  $(G_c)_0 = R \cdot G_0 \dots\dots\dots 25$

Equação 2.16  $R = 1 + C^{0,49} - 2,0 \cdot C^{0,1} \cdot e^{4,6} \dots\dots\dots 26$

Equação 2.17  $(G_c)_0 = G_0 + \Delta G_0 \dots\dots\dots 26$

Equação 2.18  $\frac{(\Delta G_0)}{P_a} = \left[ \frac{172}{(e - 0,517)} \right] \cdot C^{0,88} \left( \frac{\sigma_0}{P_a} \right)^{(0,515e - 0,13C + 0,285)} \dots\dots\dots 26$

Equação 2.19  $\frac{(\Delta G_0)}{P_a} = \left[ \frac{773}{e} \right] \cdot C^{1,2} \left( \frac{\sigma_0}{P_a} \right)^{(0,698e - 0,04C - 0,2)} \dots\dots\dots 26$

Equação 2.20  $\tau = \left[ \frac{\gamma}{(1/G_0) + (\gamma/\tau_{max})} \right] \dots\dots\dots 29$

Equação 2.21  $D = D_0 \cdot (1 - G/G_0) \dots\dots\dots 29$

Equação 2.22  $\gamma/\gamma_R = \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}}\right) \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\frac{1}{CC_1 \cdot \tau_{\max}}\right)^{r-1}\right]$  .....29

Equação 2.23  $G/G_0 = 1/\left[1 + \alpha \cdot \left(\frac{1}{CC_1 \cdot \tau_{\max}}\right)^{r-1}\right]$  .....30

Equação 2.24  $G = E/[2 \cdot (1 + \nu)]$  .....31

Equação 2.25  $G_0 = A \cdot OCR^k \cdot P_a^{(1-n)} \cdot \left(\frac{\sigma_0^n}{f(e)}\right)$  .....40

Equação 2.26  $G_0 = \frac{625 \cdot OCR^k}{(0,3 + 0,7 \cdot e^2)} \cdot (\sigma_0 \cdot P_a)^{1/2}$  .....41

Equação 2.27  $G_0 = 13,87 + 0,42 \cdot \sigma_d$  .....44

Equação 2.28  $G_0 = 13,2 + 0,13 \cdot \sigma_d$  .....44

Equação 2.29  $\frac{G_0}{P_a} = 72,47 + 1109,22 \cdot (\sigma_d/P_a)$  .....44

Equação 2.30  $G_0 = 516 \cdot S_U^{1,012}$  .....44

Equação 2.31  $V_s = 68,79 \cdot N^{0,171} \cdot H^{0,199} \cdot F_1 \cdot F_2$  .....46

Equação 2.32  $RG = \frac{G_0}{E_d}$  .....47

Equação 2.33  $G = 1000 \cdot K_2 \cdot \sigma_0^{0,5}$  .....48

Equação 2.34	$\frac{G}{G_0} = 1,004 + 345,4 \cdot \gamma$ .....	48
Equação 2.35	$G_0 = 10^4 \cdot \left[ -5,899 + 0,305 \cdot (\sigma'_0)^{0,5} \cdot e^{D_{rr}} + 4,02 \cdot (\sigma'_0)^{0,25} \right]$ .....	48
Equação 2.36	$V_s = 205,97 \cdot N^{0,239}$ .....	54
Equação 2.37	$V_s = 217,92 \cdot H^{0,193}$ .....	54
Equação 2.38	$G_0 = 133,6 + 7,874N$ .....	54
Equação 2.39	$G_0 = a_1 + b_1 N$ .....	54
Equação 2.40	$E = a_2 + b_2 N$ .....	54
Equação 3.1	$G_0 = \rho \cdot V_s^2$ .....	55
Equação 3.2	$\nu = \frac{1/2 \left( V_p / V_s \right)^2 - 1}{\left( V_p / V_s \right)^2 - 2}$ .....	74
Equação 3.3	$E = \frac{\rho \cdot V_p^2 \cdot (1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)}{(1 - \nu)}$ .....	74

## RELAÇÃO DOS SÍMBOLOS

Símb.	Denominação	Símb.	Denominação
$\gamma$	Amplitude de deformação.	$\bar{X}$	Parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo
$\nu$	Coefficiente de Poisson.	$P_a$	Pressão atmosférica
$A$	Coefficiente de rigidez.	$\Delta\sigma_0$	Pressão confinante adicional.
$r$	Distancia da fonte ao ponto	$\mu_a$	Pressão no ar no interior do solo
$D_r$	Densidade relativa	$\mu_w$	Pressão na água dos poros
$K$	Fator Empírico em função do índice de plasticidade do solo.	$H$	Profundidade
$S_r$	Grau de saturação	$a$	Raio da fonte.
$S_{ot}$	Grau de saturação ótimo	$D$	Razão de amortecimento.
$e$	Índice de vazios.	$OCR$	Razão de sobreadensamento.
$\rho$	Massa específica natural.	$G/G_0$	Relação entre módulos de cisalhamento.
$G_{1000}$	Módulo de cisalhamento ao longo de mil minutos.	$q_c$	Resistência de Ponta do Ensaio CPT.
$G_0$	Módulo de cisalhamento máximo.	$\tau$	Tensão de cisalhamento.
$G$	Módulo de cisalhamento	$\tau_{max}$	Tensão de cisalhamento de ruptura.
$E$	Módulo de Elasticidade ou de Young.	$\sigma_f$	Tensão da fonte.
$N$	Número de golpes de sondagem SPT.	$\sigma_p$	Tensão instantânea no ponto.
$n$	Número de ciclo de carregamento.	$\sigma_0'$	Tensão normal efetiva octaédrica.
$S$	Onda de cisalhamento	$\sigma_u$	Tensão desviatória
$P$	Onda de compressão.	$w$	Teor de umidade
$R$	Onda de Rayleigh	$a_1, b_1$	Parâmetros das fórmulas empíricas
$V_s$	Ondas de cisalhamento	$a_2, b_2$	Parâmetros das fórmulas empíricas
$V_p$	Ondas de compressão	$K^1$	Fator empírico em função da compacidade do solo
$NG$	Parâmetro que indica o efeito do tempo de confinamento a longo prazo.		

## INTRODUÇÃO

Normalmente a obtenção de parâmetros dinâmicos do solo é feita apenas em projetos onde é necessário avaliar o comportamento do solo sob solicitações dinâmicas. Isso ocorre em projetos de fundações de usinas nucleares, plataformas *off-shore*, instalações de máquinas vibratórias e quando se quer considerar os esforços dinâmicos provocados por terremotos.

Para a determinação desses parâmetros é necessária a execução de ensaios dinâmicos, os quais requerem equipamentos e mão de obra especializada. Dos métodos sísmicos utilizados na Geologia de Engenharia para determinação *in situ* dos parâmetros dinâmicos dos solos, o *cross-hole* é um dos mais eficazes. A técnica sísmica do *cross-hole* tem como principal objetivo a determinação das velocidades das ondas de compressão (P) e de cisalhantes (S), a partir das quais é possível calcular o módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ), o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). É um ensaio não destrutivo que abrange grandes volumes de maciço. Para solos tropicais, a especificidade e o custo relativamente elevado para a execução desse ensaio fazem com que sejam poucos os resultados disponíveis na literatura. A necessidade de se obter os parâmetros dinâmicos leva à utilização de correlações empíricas para a estimativa de tais parâmetros. A maioria dessas correlações foi desenvolvida para solos de regiões de clima temperado.

Recentemente, um programa de investigação do subsolo abrangente incluindo duas campanhas de ensaios *cross-hole* foi realizado no município de Pederneiras, interior do estado de São Paulo, onde ocorre um perfil de solo tropical areno-argiloso. Neste trabalho são apresentados e discutidos os parâmetros dinâmicos determinados ao longo do perfil desse solo, enfatizando as diferenças entre valores dos parâmetros determinados a partir dessas duas campanhas. Acredita-se que tais diferenças devem estar associadas a variabilidade do solo local, constatada através de resultados de sondagens SPT e CPT. Uma vez que essas campanhas de ensaios dinâmicos foram feitas em direções praticamente ortogonais, acredita-se também que uma possível anisotropia possa ter contribuído para tais diferenças.

Como a estimativa de parâmetros dinâmicos a partir de correlações com resultados de sondagens SPT é de grande interesse para os projetistas, avaliou-se as correlações disponíveis na literatura para estimativa do módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) para o perfil de solo tropical estudado. Constatou-se que as correlações desenvolvidas para solos de clima

temperado não podem ser utilizadas e, em situações onde a variabilidade e uma possível anisotropia estão presentes, mesmo as correlações desenvolvidas para solos tropicais apresentam restrições de validade, uma vez que diversos fatores afetam o comportamento dinâmico de solos tropicais.

## REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1. Dinâmica dos Solos

#### 2.1.1. Breve histórico

A Dinâmica dos Solos teve sua origem no Japão, nos anos de 1920 e 1930, devido à necessidade de estudar problemas relacionados aos terremotos. Ainda na década de 30 surgiram na Alemanha e União Soviética, várias tentativas para desenvolver uma metodologia para projetar fundações de máquinas.

Os estudos dos alemães resultaram em vários métodos empíricos, utilizados até os anos 50. Na década de 50 e início de 60, os Estados Unidos pesquisavam o fenômeno de propagação de ondas, resultando no desenvolvimento de equipamentos e técnicas para execução de ensaios de campo e laboratório, para determinação dos parâmetros dinâmicos dos solos (WOODS, 1978).

Nessa mesma época os japoneses continuaram seus estudos, associando o dano provocado por terremotos e as condições do subsolo, desenvolvendo metodologias para projetar obras de terra sujeitas à solicitações sísmicas.

Nos últimos 25 anos, a Dinâmica dos Solos apresentou uma evolução espantosa devido a ocorrência de grandes terremotos ocorridos no Alasca e Niigata, alimentada principalmente pela necessidade de entender o comportamento de um maciço sujeito à ação de um terremoto.

Hoje em dia a Dinâmica dos Solos constitui uma área importante da Engenharia Geotécnica, utilizando, combinando e associando técnicas da Mecânica dos Solos, teoria de propagação de ondas e de dinâmica das estruturas e desenvolvendo seus próprios ensaios "*in situ*" e em laboratório (GIACHETI, 1991a).

#### 2.1.2. Diferença entre a Mecânica e a Dinâmica dos Solos

A velocidade de aplicação de tensões ou deformações no solo, leva a divergências entre a Dinâmica dos Solos e Mecânica dos Solos que trata dos problemas estáticos ou quase estáticos.

O que caracteriza um fenômeno como dinâmico, não é apenas a sua variabilidade no tempo, mas a interveniência de forças de inércia. A variação no tempo tem que haver, mas tem que ser de tal sorte a gerar forças de Inércia (BARROS & HACHICH, 1998).

No Brasil, as fundações são projetadas estaticamente, todavia, as cargas aplicadas por um edifício às suas fundações seguramente variam com o tempo, mas essa variação se dá por pequenos incrementos, que ainda que aplicados rapidamente, não chegam a perturbar significativamente o equilíbrio estático vigente entre o peso da edificação e a reação do solo. O desequilíbrio gerado é tão pequeno que são desprezíveis a aceleração resultante e as forças de inércia, assumindo desta forma o sistema, uma nova condição de equilíbrio estático, isto é sem aceleração.

Tal fato não ocorre, em um edifício que abriga máquinas que apresentam vibrações, as quais afetam o equilíbrio de forças, podendo acelerar significativamente todo o conjunto. O equilíbrio deve nesse caso ser expresso pela segunda lei de Newton, que inclui a aceleração. Para considerar o equilíbrio nessas condições deve-se invocar o princípio de D' Alembert, que inclui entre as forças equilibradas uma força com mesma direção da aceleração, sentido contrário e módulo  $m \cdot |a|$ , sendo "m" massa do corpo e "a" a aceleração. Como essa força se opõe sempre à aceleração é chamada de força de inércia.

Na Dinâmica dos Solos, têm-se solicitações variando com o tempo e, conseqüentemente, as tensões  $\sigma$  e deformações  $\epsilon$  são de natureza dinâmica; desta forma, forças de inércia desenvolvem-se em todos os elementos dos solos e as equações que regem a distribuição de tensões e deformações são equações de onda ao invés de equações de equilíbrio.

Um 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-carregamento. 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 à degradação da rigidez-resistência bem como ao acúmulo de pressões neutras devido a este tipo de solicitação

A solicitação sísmica é um exemplo de comportamento dinâmico do solo, pois 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 (GIACHETI, 1991a).

A existência de muitos casos de similaridade entre problemas dinâmicos e estáticos leva, como uma primeira aproximação, a solução de problemas estáticos como referência para encaminhamento da análise dinâmica.

### 2.1.3. Princípios básicos

Para se trabalhar em Dinâmica dos Solos é necessário conhecer os fundamentos da engenharia de vibrações, seus principais conceitos, bem como as considerações básicas da prospecção sísmica a qual se baseia no fato de que um impulso, gerado num ponto próximo à superfície, terá condições de retornar a outros pontos da mesma, em decorrência da presença de descontinuidades elásticas nos materiais em sub-superfície.

Na maioria das propagações ondulatórias é aplicável o princípio de Fermat o qual estabelece que a trajetória entre dois pontos quaisquer é única e segundo a lei de Snell - Descartes essa trajetória é aquela que corresponde ao tempo mínimo de propagação. O retorno à superfície dessa trajetória pode ser feito através de duas geometrias básicas: reflexão e a refração sísmica (Figura 2.1).

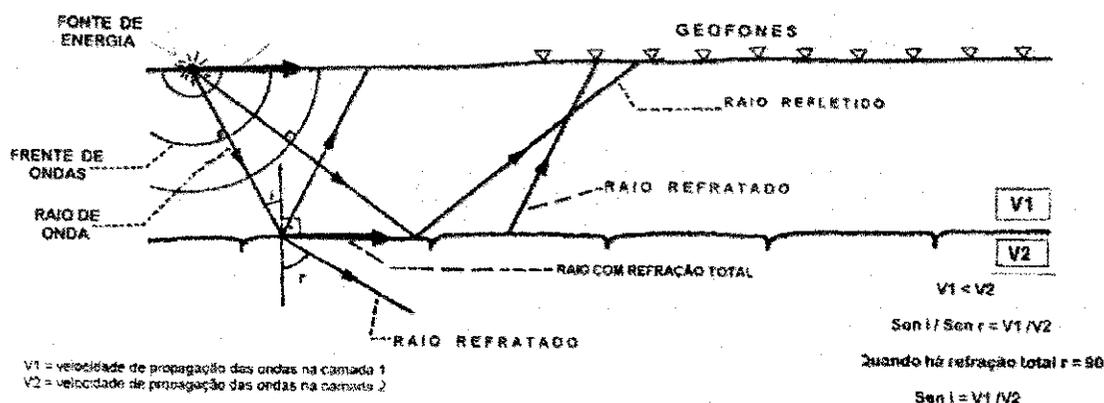


Figura 2. 1: Propagação das ondas (DOURADO, 1984).

Na propagação sísmica leva-se em conta também o princípio de Huyghens, que estabelece que cada frente de onda representa, num dado instante, a região alcançada pelas trajetórias sísmicas homólogas de uma fonte comum, podendo ser considerada como uma fonte própria de energia.

Uma formulação simplificada do Princípio de Huyghens, válida para casos de transmissão em meios ideais, é apresentada da seguinte forma:

$$\sigma_p = \sigma_f * (a/r)^2$$

2.1

sendo  $\sigma_p$  a tensão instantânea provocada pela fonte  $\sigma_f$  a uma distância "r", sendo a fonte com cavidade esférica de raio "a" (Figura 2.2).

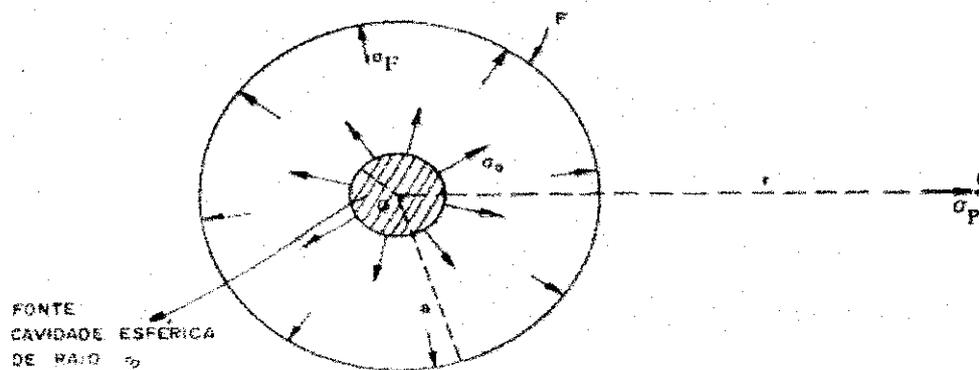


Figura 2.2: Princípio de Huyghens (FERNANDES, 1984).

### Modalidades de Propagação de onda

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

Considere-se no interior de um meio, uma súbita liberação (ou aplicação) de tensão num ponto O de uma área  $\Sigma$  com orientação qualquer, como indicado na Figura 2. 3:

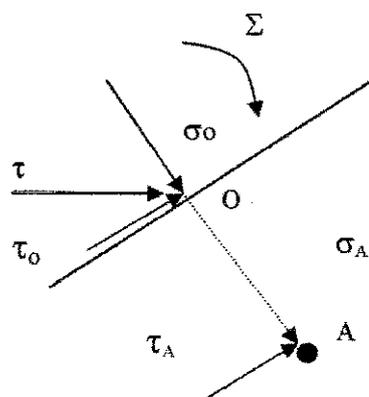


Figura 2.3: Aplicação de uma tensão em um ponto (FERNANDES, 1984).

No ponto O, de  $\Sigma$ , duas componentes surgirão, uma vez que  $\vec{\tau} = \vec{\sigma}_o + \vec{\tau}_o$ , uma normal  $\vec{\sigma}_o$  e uma tangencial  $\vec{\tau}_o$ . No ponto A, pelo que se sabe do Princípio de Huyghens, chegarão  $\vec{\sigma}_A$  e  $\vec{\tau}_A$ . Enquanto, na linha OA,  $\vec{\sigma}_o$  e  $\vec{\sigma}_A$  representam uma propagação em que a deformação, a cada ponto de OA, se dá no sentido de  $\vec{\sigma}$  correspondente,  $\vec{\tau}_o$  e  $\vec{\tau}_A$  representa, por sua vez, uma propagação em que a deformação é ortogonal à linha OA.

Apesar de  $\vec{\sigma}_o$  e  $\vec{\tau}_o$  atuarem simultaneamente no ponto O,  $\vec{\sigma}_A$  e  $\vec{\tau}_A$  não são simultâneas. Enquanto  $\vec{\sigma}_A$  se propaga com uma velocidade proporcional ao Módulo de Young do meio, a velocidade de propagação de  $\vec{\tau}_A$  é proporcional ao Módulo de Rigidez; tem-se  $V_\sigma > V_\tau$ . Essas propagações correspondem a Ondas que mobilizam tridimensionalmente o meio de propagação "Body Waves"; A Figura 2.4 ilustra esquematicamente as incidências de  $\vec{\sigma}_A$  e de  $\vec{\tau}_A$  em A.

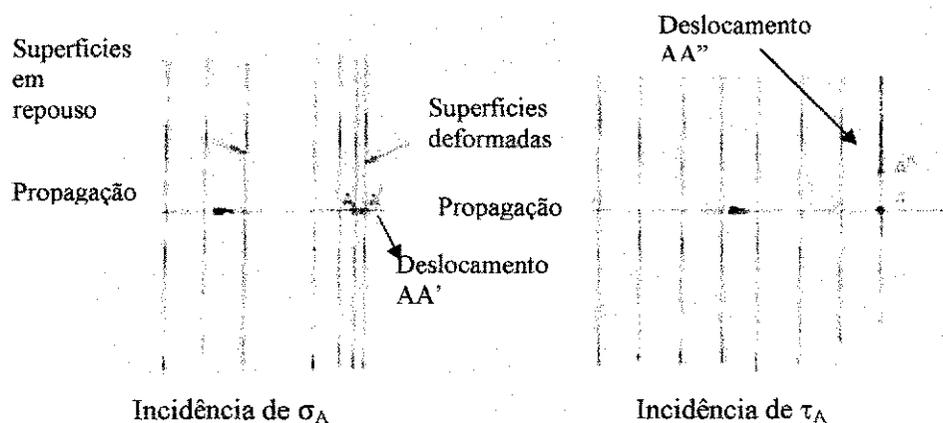


Figura 2.4: Tipos de ondas (FERNANDES, 1984).

A onda correspondente à transmissão  $\vec{\sigma}_o - \vec{\sigma}_A$  é chamada de onda primária (compressão) ou longitudinal, ou simplesmente de onda P. A onda correspondente à transmissão  $\vec{\tau}_o - \vec{\tau}_A$  é chamada de secundária (cisalhante) ou transversal, ou onda S. Resumindo, a onda P é caracterizada pelo movimento de vibração das partículas do meio ocorrer na direção de propagação da onda. A onda S é caracterizada pelo movimento de vibração das partículas ocorrerem em direção perpendicular à direção de propagação da onda (Figura 2.5).

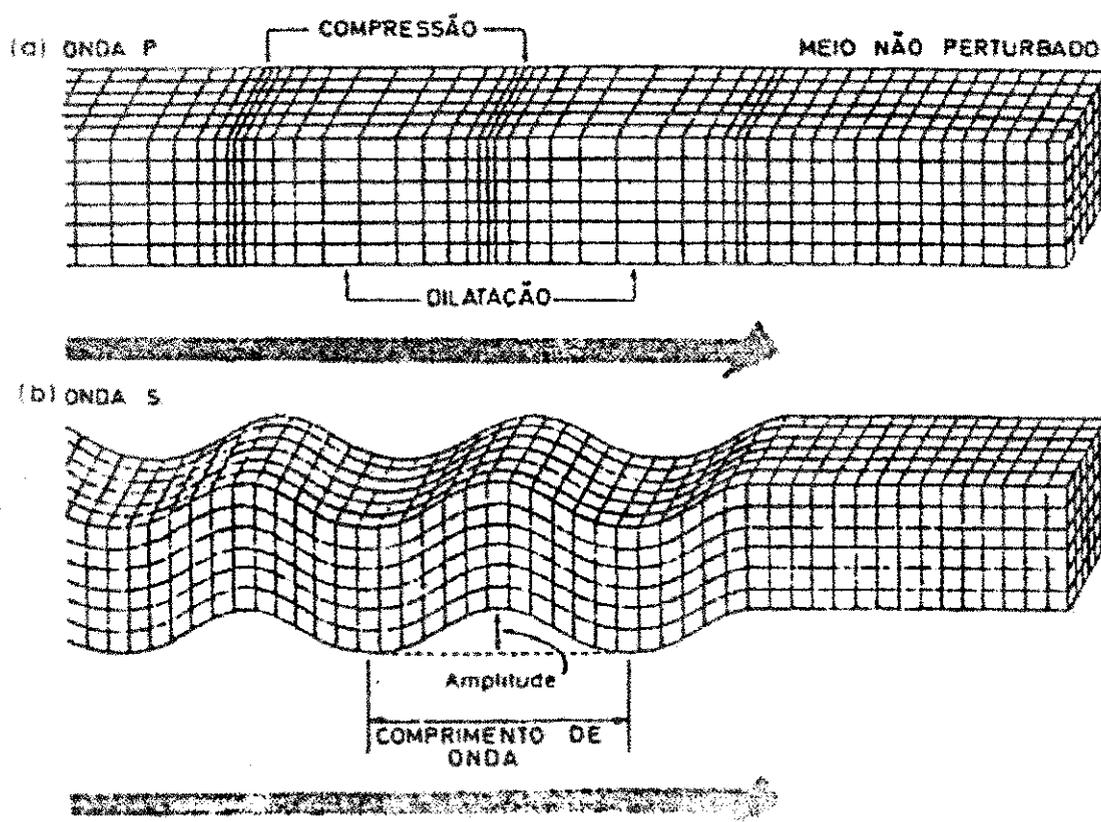


Figura 2.5: Representação esquemática da propagação das ondas P e S (RODRIGUES, 1979).

Caso o meio de aplicação da onda seja um semi-espaço elástico, a equação do movimento admitirá 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. A esta onda dá-se o nome de onda de Rayleigh, ou onda R. O movimento das partículas será sempre num plano vertical, elíptico e terá sentido contrário à direção de propagação da onda, conforme mostrado na Figura 2.6.

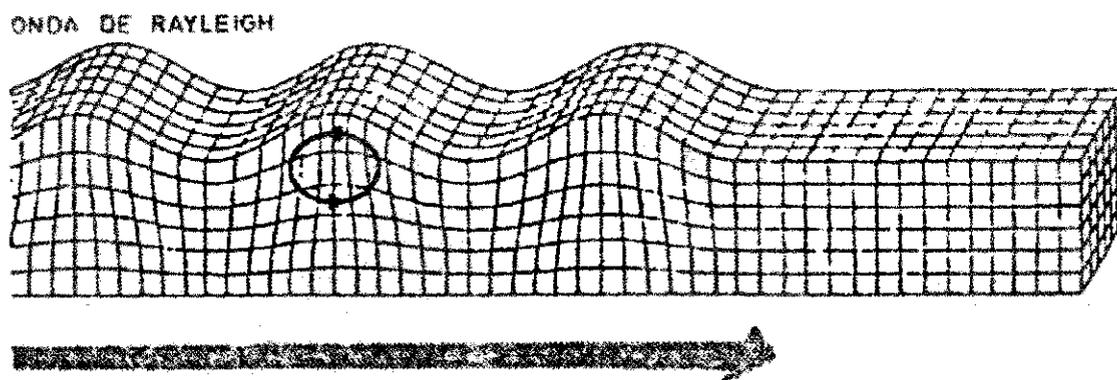


Figura 2.6 : Representação esquemática da propagação da onda R (RODRIGUES, 1979).

Segundo FERNANDES (1984), a velocidade P é função de E,  $\nu$ , t e pode ser expressa pela equação:

$$V_p = \sqrt{E(1-\nu)/(1+\nu)(1-2\nu)\rho} \quad 2.2$$

e a onda S por:

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \quad 2.3$$

Onde E = módulo de Young; G = módulo de rigidez;  $\nu$  = coeficiente de Poisson e  $\rho$  = massa específica. De onde pode-se obter que:

$$\nu = \frac{1/2(V_p/V_s)^2 - 1}{(V_p/V_s)^2 - 2} \quad 2.4$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad 2.5$$

Com base na teoria da elasticidade, segundo RICAHRT (1970), apud GIACHETI (1991a), 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.

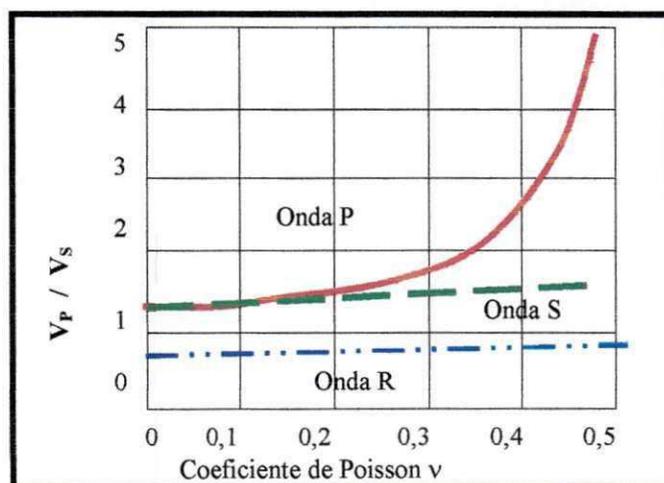


Figura 2.7 : Relação entre Coeficiente de Poisson e as velocidades de ondas P, S e R, num semi-espaço elástico (BARROS & HACHICH, 1998).

Observa-se, na 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, nas aplicações práticas na Engenharia, considera-se a velocidade de propagação da onda R igual a da onda S.

#### 2.1.4 Aplicações da Dinâmica dos Solos

Existe uma série de problemas Geotécnicos onde a solução obrigatoriamente utiliza conceitos e métodos provenientes da Dinâmica dos Solos. As aplicações mais frequentes são:

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

Segundo RICHART et al.(1970), apud GIACHETI (1991a), para a solução de todos esses problemas é necessário e fundamental o conhecimento adequado dos parâmetros dinâmicos dos solos, podendo desta forma conseguir-se soluções satisfatórias.

## 2.2. Parâmetros dinâmicos dos solos

### 2.2.1 Definições

Os principais parâmetros dinâmicos dos solos são:

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

Sendo que de todos esses parâmetros, o módulo de cisalhamento ( $G$ ), e a razão de amortecimento interno ( $D$ ) são os dois principais, necessários ao projeto de fundações sujeitas a vibrações e para avaliação da propagação de ondas nos solos.

Segundo HARDIN & DRNEVICH (1972b), apud PRAKASH (1988), o módulo de cisalhamento dinâmico ( $G$ ) normalmente é expresso pelo ponto extremo da laçada de histerese, visto que, a maioria dos solos apresenta uma relação tensão- deformação não- linear (Figura 2.8).

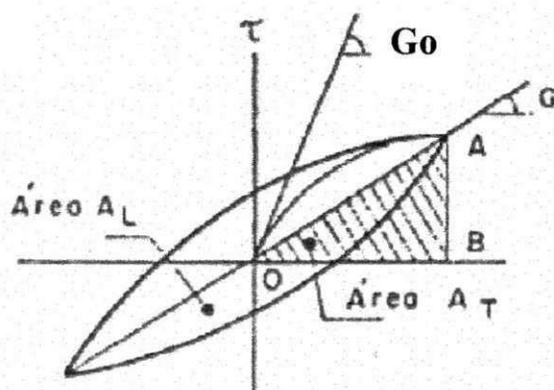


Figura 2.8: Relação tensão-deformação na histerese para diferentes amplitudes de deformação (HARDIN & DRNEVICH, 1972 b apud BARROS & HACHICH, 1998).

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

$$D = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{A_L}{A_T}$$

onde,  $A_L$  é a área da laçada da histerese (energia dissipada no ciclo) e  $A_T$  é a área do triângulo OAB (energia de deformação elástica associada à máxima deformação).

Notadamente, estes parâmetros são intensamente influenciados por uma série de fatores. Ainda na Figura 2.8 pode-se observar a grande influência da amplitude de deformação em ambos os parâmetros (G) e (D), respectivamente.

### 2.2.2 Fatores que afetam os parâmetros dinâmicos dos solos.

Vários pesquisadores estudaram os fatores que afetam o módulo de cisalhamento e a razão de amortecimento interno. HARDIN & BLACK (1968) e HARDIN & DRNEVICH (1972b) apresentaram trabalhos nos quais estudaram a influência de vários fatores no módulo de cisalhamento como: a amplitude de deformação ( $\gamma$ ); a tensão normal efetiva octaédrica ( $\sigma_o$ ); índice de vazios (e) e outros conforme consta na Tabela 2.1.

Nesta Tabela 2.1, HARDIN & DRNEVICH (1972b), agrupam os fatores de influência e três categorias: fatores muito importantes (V), de menor importância (L) e relativamente sem importância (U e R).

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

FATORES	IMPORTÂNCIA PARA (*)			
	Módulo de cisalhamento		Razão de amortecimento	
	Areias Limpas	Solos Coesivos	Areias Limpas	Solos Coesivos
Amplitude de Deformação	V	V	V	V
Tensão normal efetiva octaédrica	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 de cisalhamento octaédrica	L	L	L	L
Frequência vibração (> 0,1 Hz)	R	R	R	L
Efeitos de tempo	R	L	R	L
Características dos grãos	R	R	R	R
Estrutura do solo	R	R	R	R
Var. vol. devido defor. de cisalhamento	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) O efeito da amplitude de deformação:

Segundo WOODS (1977) e RICHART (1977), o módulo de cisalhamento dinâmico  $G$  dos solos depende da deformação, segundo uma relação inversamente proporcional, isto é: decresce com o aumento da deformação. Entretanto, quando determinado para amplitudes de deformações inferiores a  $10^{-3}$  %, torna-se praticamente constante, denominado neste caso de módulo de cisalhamento à baixa amplitude ou módulo de cisalhamento máximo, ( $G_{max}$  ou  $G_0$ ). Com o aumento da amplitude de deformação além de  $10^{-3}$  %, tem-se uma diminuição gradativa do módulo de cisalhamento e um aumento na razão de amortecimento interno (Figura 2.9).

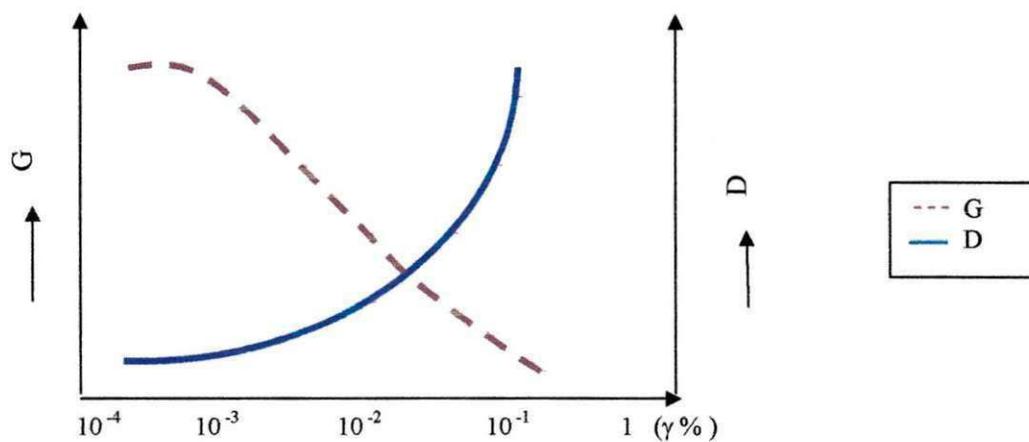


Figura 2.9: Representação esquemática do efeito da amplitude de deformação no módulo e no amortecimento dos solos (STOKOE, 1980).

Pode-se representar também o módulo de cisalhamento com a amplitude de deformação através de um gráfico (curva de degradação do módulo), o qual tem em sua ordenada a relação  $G/G_0$  (módulo de cisalhamento a uma dada amplitude e o módulo de cisalhamento máximo), e em sua abscissa a amplitude (Figura 2.10).

O módulo de cisalhamento máximo pode ser calculado a partir da velocidade de propagação da onda de cisalhamento  $V_s$ , conforme mostra a Equação 2.7.

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad 2.7$$

$\rho$  = massa específica natural

$V_s$  = velocidade de cisalhamento

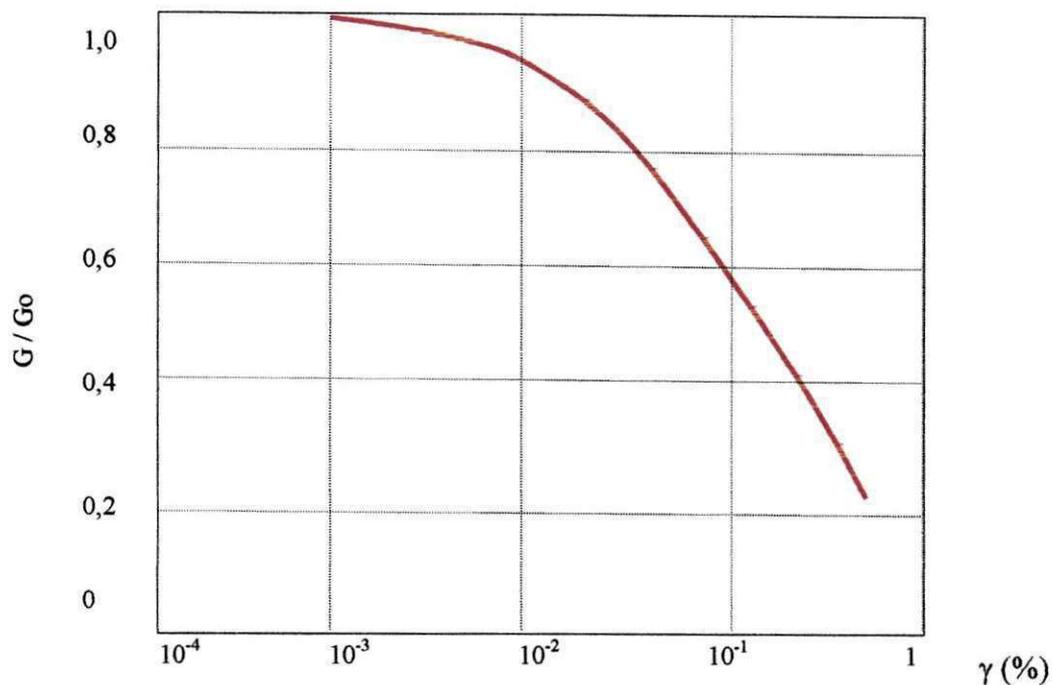


Figura 2.10: Representação esquemática da curva de degradação do módulo (GIACHETI, 1991a).

#### b) O efeito da tensão normal efetiva octaédrica

Para uma dada amplitude de deformação de cisalhamento, o módulo de cisalhamento aumenta com o acréscimo da tensão confinante, enquanto que a razão de amortecimento interno diminui (Figuras 2.11 e 2.12).

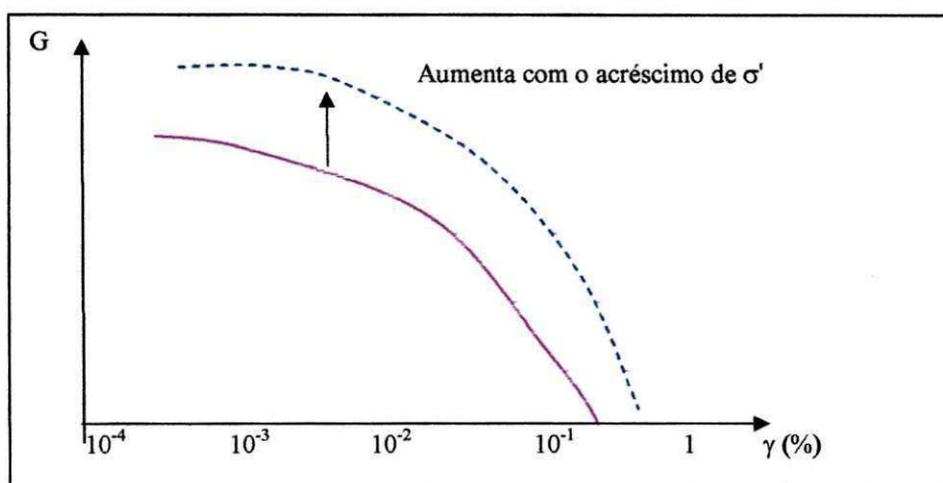


Figura 2.11: Representação esquemática do efeito de confinamento no módulo de cisalhamento (STOKOE, 1980).

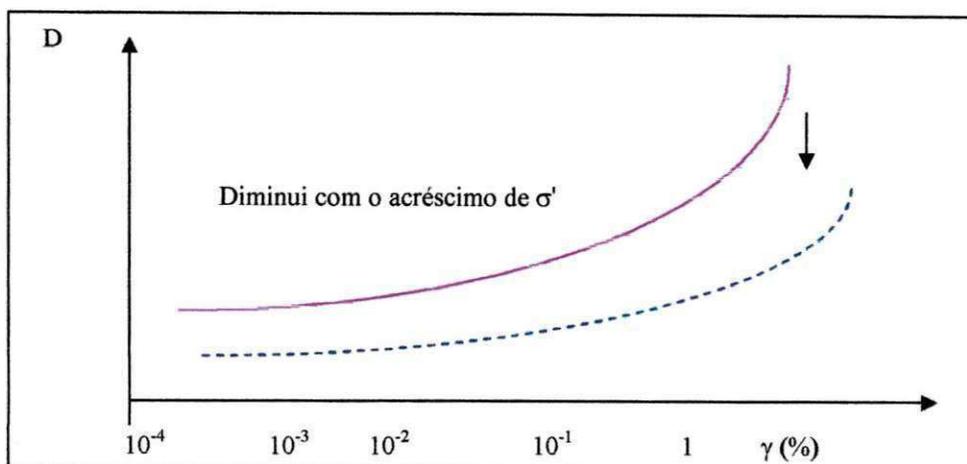


Figura 2.12: Representação esquemática do efeito de confinamento no amortecimento dos solos (STOKOE, 1980).

O aumento das velocidades de propagação das ondas P e S, devido ao aumento da tensão confinante, tem sido verificado em ensaios realizados por diversos autores quer *in situ* ou em laboratório. HARDIN & RICHART (1963), estudaram o efeito de diversos parâmetros sobre a velocidade de propagação, entre os quais a tensão de confinamento.

### c) O efeito do índice de vazios

A redução do índice de vazios de um solo, para uma mesma amplitude, causa um aumento no módulo de cisalhamento (Figura 2.13).

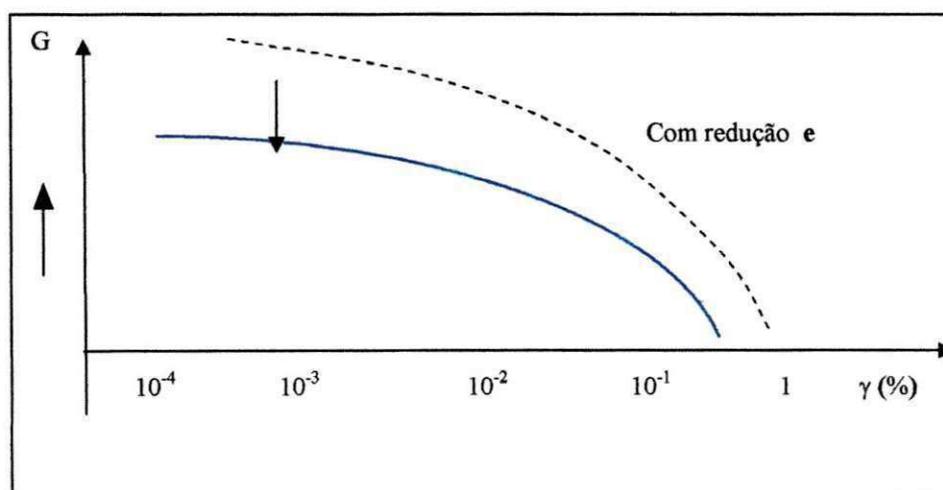


Figura 2.13: Representação esquemática do efeito do índice de vazios no módulo de cisalhamento dos solos (STOKOE, 1980).

Um acréscimo no índice de vazios, para uma mesma amplitude, causa um aumento na razão de amortecimento (Figura 2.14).

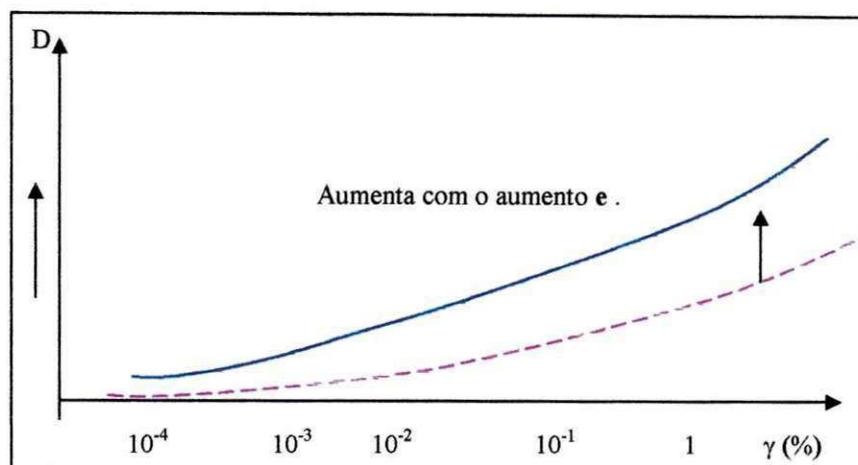


Figura 2.14: Representação esquemática do efeito do índice de vazios no amortecimento dos solos (STOKOE, 1980).

HARDIN & RICHART (1963) conduziram estudos sobre a influência do índice de vazios ( $e$ ) na velocidade de propagação da onda S em solos não coesivos e verificaram que uma diminuição no índice de vazios correspondia a um aumento da velocidade de propagação da onda S e, ainda que, para uma dada tensão o valor de  $V_s$  variava linearmente com o índice de vazios (Figura 2.15).

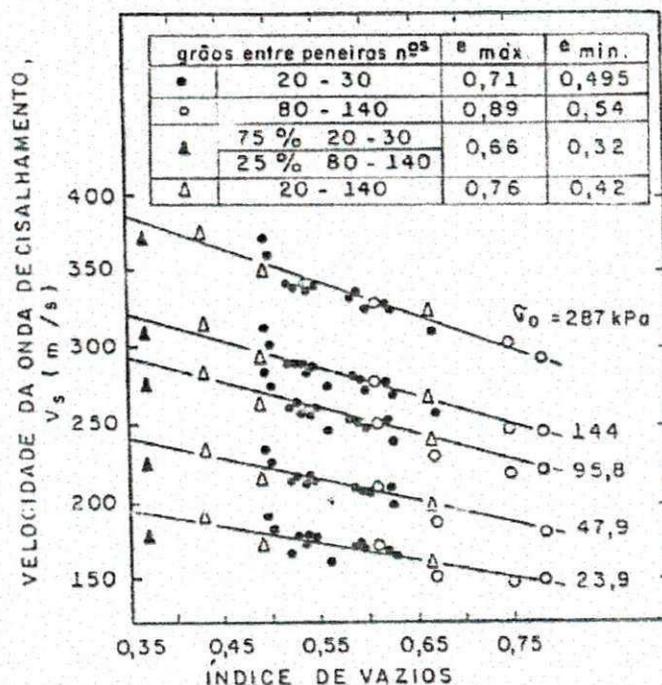


Figura 2.15: Variação de  $V_s$  com o índice de vazios e a pressão confinante – Areia de Ottawa (HARDIN & RICHART, 1963 apud BARROS 1997).

Com base em seus estudos, HARDIN & RICHART (1963), propuseram as seguintes expressões (Tabela 2.2) para estimativa de  $V_s$  em areias secas para baixas amplitudes de deformação de cisalhamento.

Tabela 2.2: Expressões propostas por HARDIN & RICHART (1963), para areias secas.

Areias de grãos arredondados	$\sigma_o \geq 96 \text{ kPa}$	$V_s = (111 - 51,0 e) \sigma_o^{1/4}$ (m/s)
	$\sigma_o \leq 96 \text{ kPa}$	$V_s = (90,3 - 42,5 e) \sigma_o^{3/10}$ (m/s)
Areias de grãos angulares		$V_s = (104 - 34,9 e) \sigma_o^{1/4}$ (m/s)

Obs: As expressões do quadro acima estão apresentadas de forma diferente das originais, devido a mudança de sistema de unidades para o Sistema Internacional.

#### d) O efeito do pré adensamento

O pré-adensamento do solo provoca um aumento no módulo de cisalhamento, causado pela redução no índice de vazios (Figura 2.16), conforme estudos apresentados por DOBRY & VUCETIC (1987).

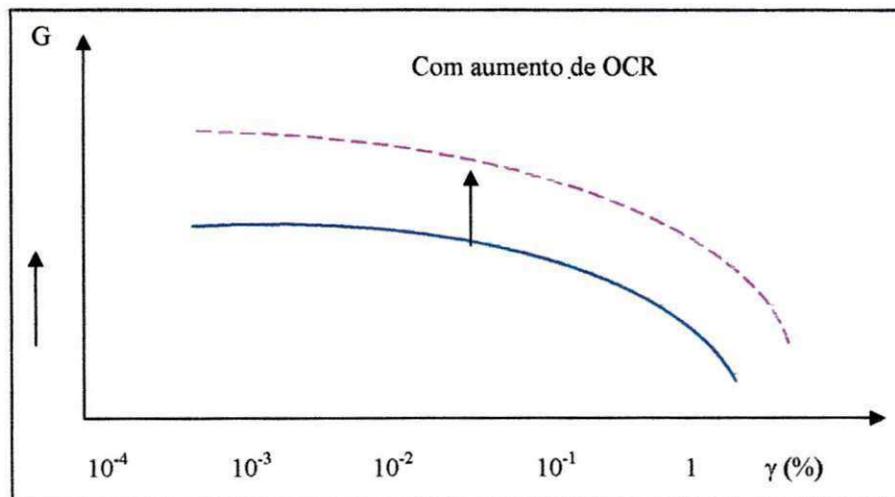


Figura 2.16: Representação esquemática do efeito de confinamento no módulo de cisalhamento de solos argilosos (DOBRY & VUCETIC, 1987).

HARDIN E BLACK (1968), apoiados em ensaios realizados, recomendaram a expressão empírica (Equação 2.8) para todos os solos. A Figura 2.17 apresenta o comportamento idealizado tanto para o trecho normalmente adensado como para o trecho sobreadensado.

$$G_0 = 625 \cdot \left( \frac{OCR^K}{0,3 + 0,7 \cdot e^2} \right) \cdot (p_a \cdot \sigma_0)^{1/2}$$

Sendo:

OCR = razão de sobreadensamento;

K = constante em função do índice de plasticidade (IP) apresentado na Tabela 2.3;

$p_a$  = pressão atmosférica;

$\sigma_o$  = pressão confinante efetiva;

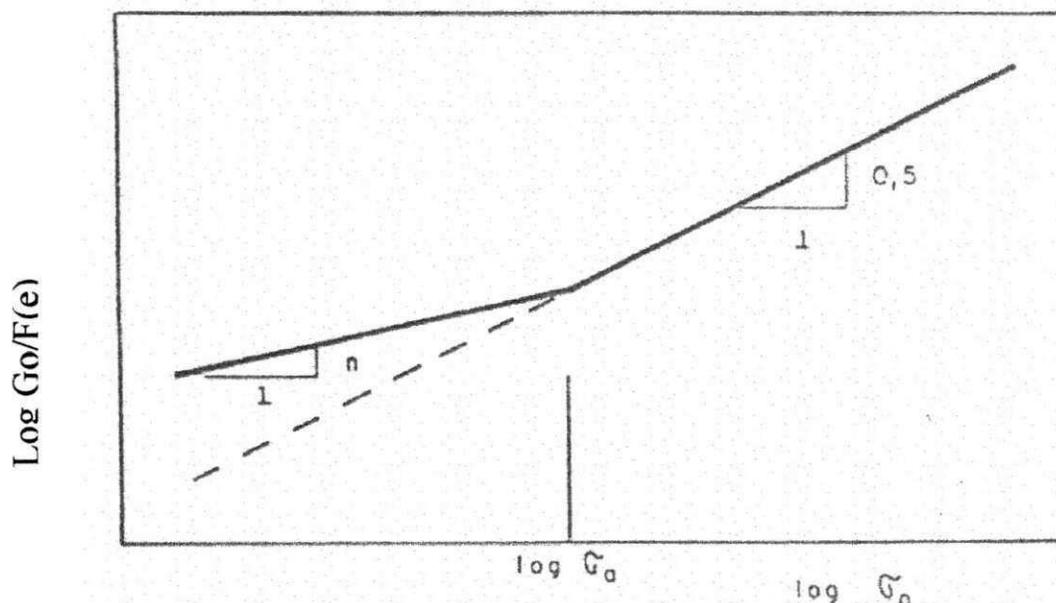


Figura 2.17: Efeito do sobreadensamento para o trecho normalmentemente adensado e para o trecho sobreadensado de acordo com a proposta de HARDIN & BLACK (1969).

Tabela 2.3 : Valores do expoente K em função do índice de plasticidade (HARDIN, 1978).

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

O pré-adensamento não afeta praticamente a razão de amortecimento interno, a qual é função do número de ciclos de carregamento e da compactidade do solo, podendo ser estimada, segundo HARDIN & DRNEVICH (1972b), pela Equação 2.9. A Figura 2.18 apresenta a influência do confinamento no amortecimento de solos argilosos, conforme estudos apresentados por DOBRY & VUCETIC (1987).

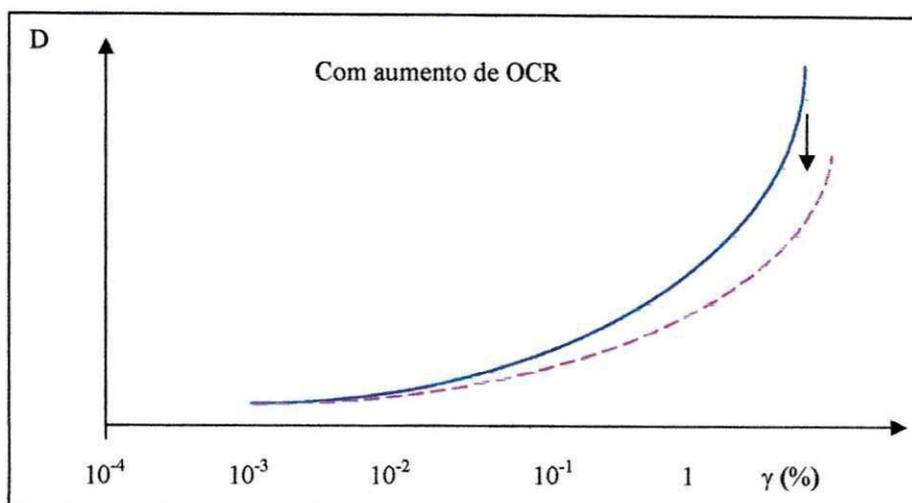


Figura 2.18: Representação esquemática do efeito de confinamento no amortecimento de solos argilosos (DOBRY & VUCETIC, 1987).

$$D_0 = K^1 - 1,5 \cdot \text{Log}(n) \quad 2.9$$

Sendo,

$K^1$  = fator empírico em função da compactidade do solo,

$n$  = nº de ciclos de carregamento.

#### e) O efeito do tempo de confinamento

Segundo BARROS (1997), as informações disponíveis sobre os efeitos da duração do incremento de tensão no valor de  $G_0$  foram obtidas para incrementos de tensão confinante isotrópica. As investigações ocorridas na década de 60 mostraram que  $G_0$  (rigidez do solo), aumenta com o tempo.

HARDIN & BLACK (1968), observaram em ensaios de laboratório que em argila o  $G_0$  sofria um acréscimo com o tempo, após o final do adensamento primário.

Estudos feitos por ANDERSON & STOKOE (1977) mostraram que para a maioria dos solos a variação de  $G_0$  com o tempo, era caracterizada por duas fases:

- a fase inicial, onde o módulo variava rapidamente com o tempo, causado pela variação do índice de vazios durante o adensamento primário;

- a segunda fase, o módulo variava de forma aproximadamente linear com o logaritmo do tempo, denominado efeito do tempo a longo prazo.

O Efeito do tempo em longo prazo passou a ser expresso através do parâmetro IG, definido por :

$$IG = \frac{G_0}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad 2.10$$

sendo:

$t_2$  e  $t_1$  são tempos após o término do adensamento primário e  $G_0$  é a variação do módulo de cisalhamento máximo para este intervalo de tempo, como pode ser observado na Figura 2.19.

$$NG = \left(\frac{IG}{G_{1000}}\right) \cdot 100\% \quad 2.11$$

sendo:

$G_{1000}$  = módulo de cisalhamento máximo após um tempo de confinamento de 1000 minutos, devendo ocorrer após o término do adensamento primário, tendo como objetivo remover a influência da pressão confinante e proporcionar uma base comum para relatar dados de módulo de cisalhamento.

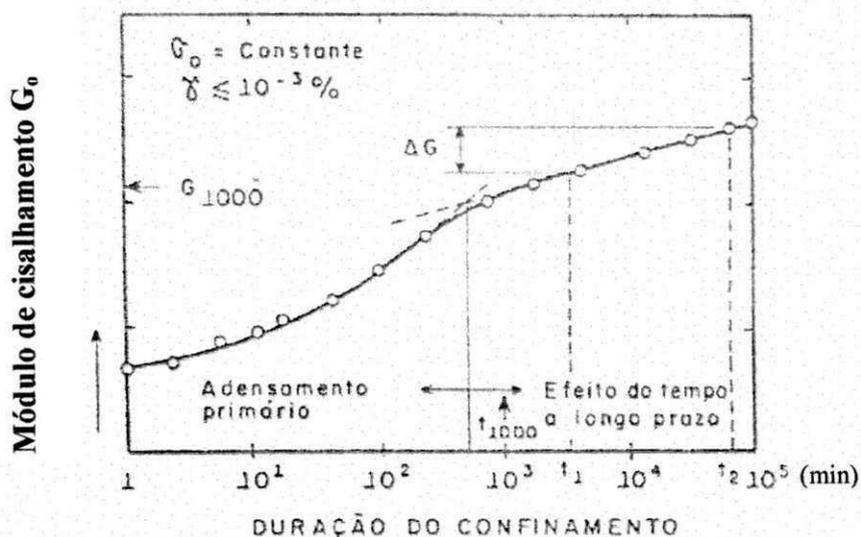


Figura 2.19: Fases de variação de  $G_0$  com o tempo de confinamento (ANDERSON & STOKOE, 1977).

AFIFI & WOODS (1971) apresentaram resultados com mais de 400 dias de confinamento sem nenhuma indicação de que a razão de acréscimo com o logaritmo do tempo pudesse mudar, parecendo desta forma ser ilimitado o tempo de ocorrência desse efeito.

ANDERSON & STOKOE (1977) observaram que a duração do adensamento primário e a magnitude do efeito do tempo em longo prazo variavam em função do tipo de solo, volume de vazios inicial, tensão confinante e histórico de tensões. O comportamento típico da variação de  $G_0$  com o tempo de confinamento para diferentes solos apresentado por ANDERSON & STOKOE (1977) está representado na Figura 2.20, bem como a faixa de variação de  $N_G$ .

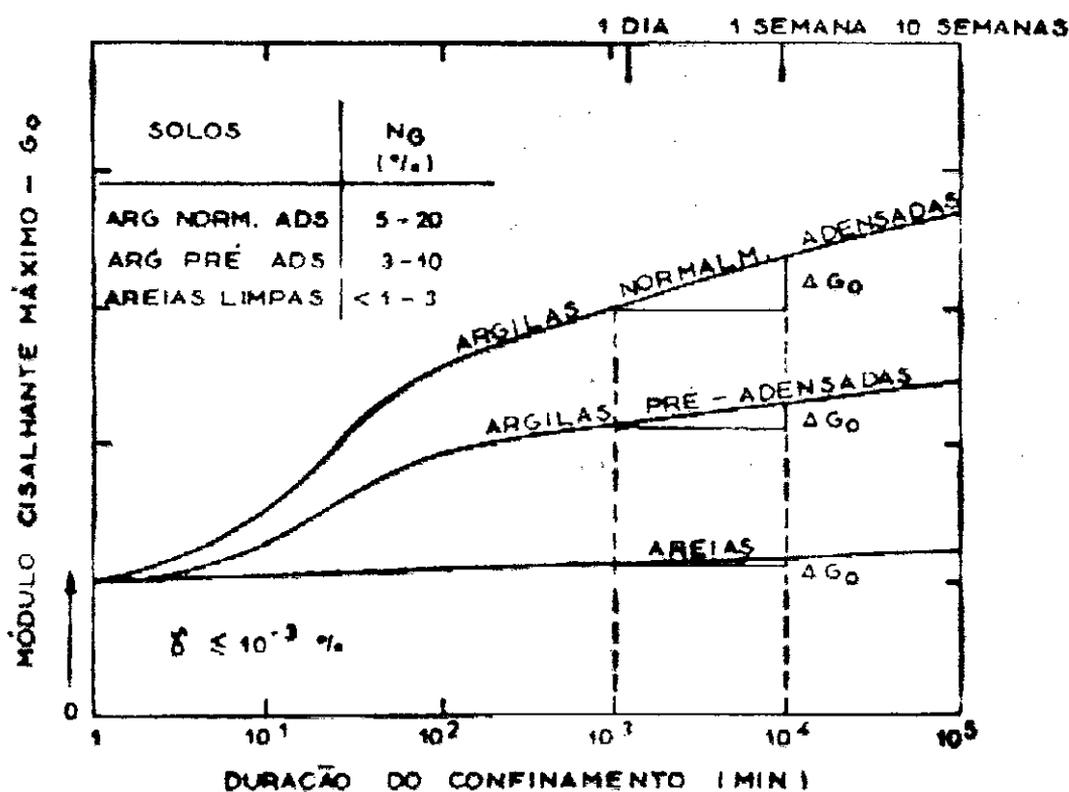


Figura 2.20: Efeito do tempo de confinamento no módulo de cisalhamento máximo (ANDERSON & STOKOE, 1977).

#### f) O efeito do grau de saturação (tensão de sucção)

O grau de saturação é um fator de grande importância para os solos coesivos, mas segundo HARDIN & DRNEVICH (1972a) sem importância para os solos não coesivos e de muita importância para os solos não saturados (solos tropicais). As pressões neutras podem se desenvolver em solos não coesivos saturados, entretanto não são levadas em consideração devido a aplicação do princípio das tensões efetivas tal como definida por TERZAGHI

(1943). Já nos solos coesivos, o grau de saturação tem que ser usado como fator de grande influência devido à dificuldade na determinação das tensões efetivas em tais solos, quando parcialmente saturados.

Nos solos parcialmente saturados, a tensão de sucção desempenha uma influência significativa no módulo  $G_0$ . Esta influência é expressa através do grau de saturação, e apresentada na Figura 2.21.

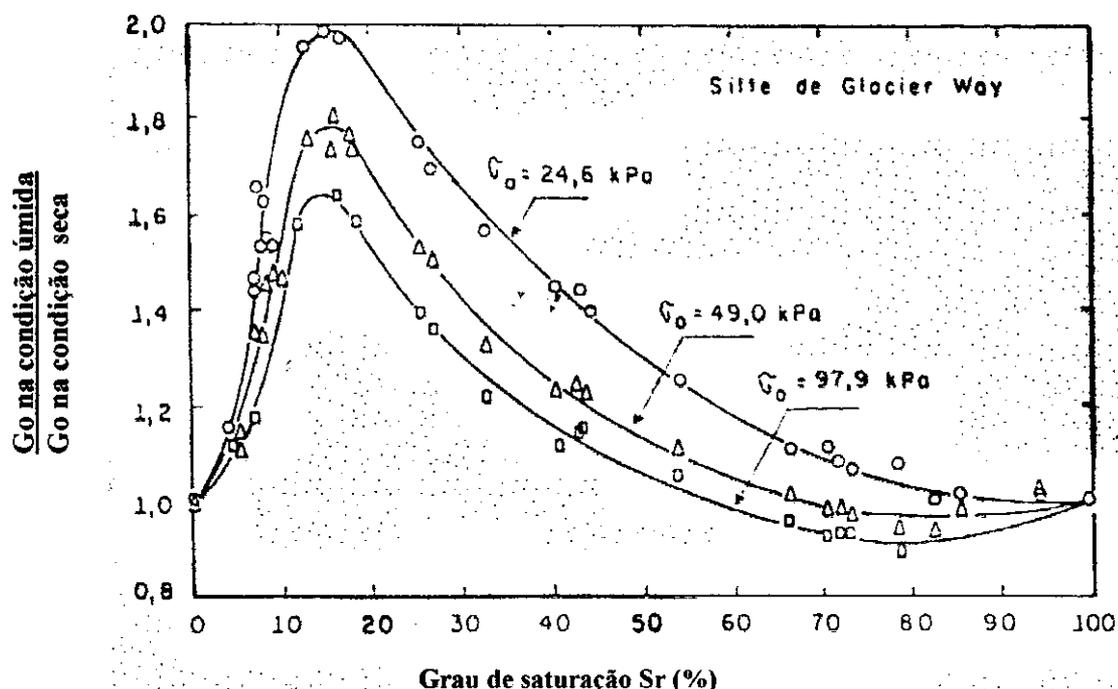


Figura 2.21: Relação entre  $G_0$  (condição úmida) /  $G_0$  condição seca versus o grau de saturação para uma areia sob tensões confinantes diferentes (WU et al., 1984 apud BARROS, 1997).

Pode-se observar na Figura 2.21, um acréscimo no valor de  $G_0$  para solos arenosos finos, para graus de saturação na faixa de 5 a 25%. Já para a condição saturada, o valor de  $G_0$  é igual ou ligeiramente diferente da condição seca. O aumento na tensão confinante tende a diminuir o efeito da tensão de sucção. WU et al. (1984) observaram ainda que a influência do grau de saturação era maior para os solos com diâmetros efetivos menores. Detectaram também os efeitos da capilaridade no módulo dinâmico de areias e siltes.

O acréscimo em  $G_0$  foi atribuído ao acréscimo na tensão efetiva causado pela capilaridade. O valor desta tensão efetiva adicional foi determinada usando a equação de HARDIN (1978), que pode ser escrita, para solos não plásticos, na seguinte forma:

$$G_0 = A \cdot F(e) \sigma_0^{0,5} \quad 2.12$$

sendo,

A= coeficiente de rigidez

F(e) = função do índice de vazios

Substituindo  $G_0$ , determinado experimentalmente, para a condição completamente seca, o valor de A pode ser determinado, e desta forma pode-se chegar ao valor da tensão efetiva adicional  $\Delta\sigma_0$ , em qualquer grau de saturação, sendo expressa por:

$$\Delta G_0 = \left( \frac{G_0}{A \cdot F(e)} \right)^2 - \sigma_0 \quad 2.13$$

A Figura 2.22, reproduzida de WU et al. (1984), mostra um conjunto típico de relações obtidas entre  $\Delta\sigma_0$  e o grau de saturação para o silte de Glacier Way.

Pode ser observado no gráfico abaixo que um valor limite do grau de saturação (cerca de 40%) abaixo do qual a tensão efetiva adicional aumentou com a pressão confinante e acima do qual a tensão efetiva adicional diminuiu com a pressão confinante. Este ponto limite foi sugerido pelos autores como o limite entre os sistemas com ar contínuo e ar ocluído. Porém, segundo Barros (1997), o limite de 40 % é muito baixo, pois bolhas de ar ocluído ocorrem comumente em solos não saturados com grau de saturação superior a aproximadamente 90% (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

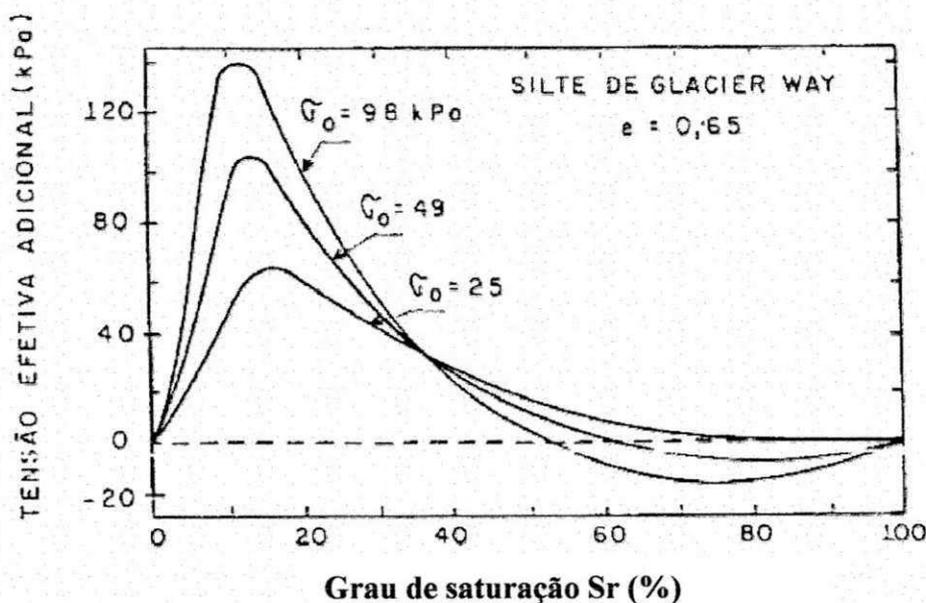


Figura 2.22: Tensão efetiva adicional devido a capilaridade versus grau de saturação (WU et al., 1984, apud BARROS 1997).

Com relação ao gráfico da Figura 2.22, BARROS (1997), salienta ainda que baseado na equação de BISHOP et al.(1960), é possível determinar a tensão efetiva adicional pela expressão:

$$\Delta\sigma_0 = -\mu_a + X(\mu_a - \mu_w) \quad 2.14$$

sendo:

$\Delta\sigma_0$  = pressão confinante adicional;

$\mu_a$  = pressão no ar no interior do solo;

$\mu_w$  = pressão na água dos poros;

X = parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo.

Prevendo um  $\Delta\sigma_0 = 0$  para  $S = 0\%$  e  $S = 100\%$  e ainda, apresenta valores da tensão efetiva adicional negativos, imediatamente antes da saturação completa ter sido atingida, implicando em  $\mu_a$  positivo e maior que  $X \cdot (\mu_a - \mu_w)$

Uma investigação sobre o módulo de cisalhamento máximo de solos coesivos não saturados, foi apresentada por MARINHO (1994), onde o autor mediu a variação de  $G_0$  com o grau de saturação, durante processo de secagem ao ar da argila de Londres compactada estaticamente em diversas condições de compactação. Foram feitas também medidas de sucção mátrica nas amostras, onde a técnica utilizada foi a do papel filtro. Os resultados estão apresentados no gráfico da Figura 2.23 e podem ser observados:

- as variações dos índices de vazios, da sucção e de  $G_0$  com o grau de saturação;
- $G_0$  aumenta em razão do aumento da sucção, e da diminuição do índice de vazios;
- nota-se que a partir de um determinado ponto, mesmo com o aumento da sucção e da diminuição do índice de vazios, o  $G_0$  começa a diminuir ou então permanece constante;
- esse ponto foi denominado por MARINHO (1994), de ponto correspondente ao Grau de saturação ótimo, correspondente ao valor máximo de  $G_0$ . Esse ponto marca o limite abaixo do qual a sucção medida deixa de ser efetiva, que corresponde segundo Marinho o ponto de entrada de ar.
- BARROS (1997) lembra que o grau de saturação ótimo denominado por MARINHO (1994), difere do proposto por Wu et al. (1984), onde  $S_{ot}$  é definido para uma condição de índice de vazios constante .

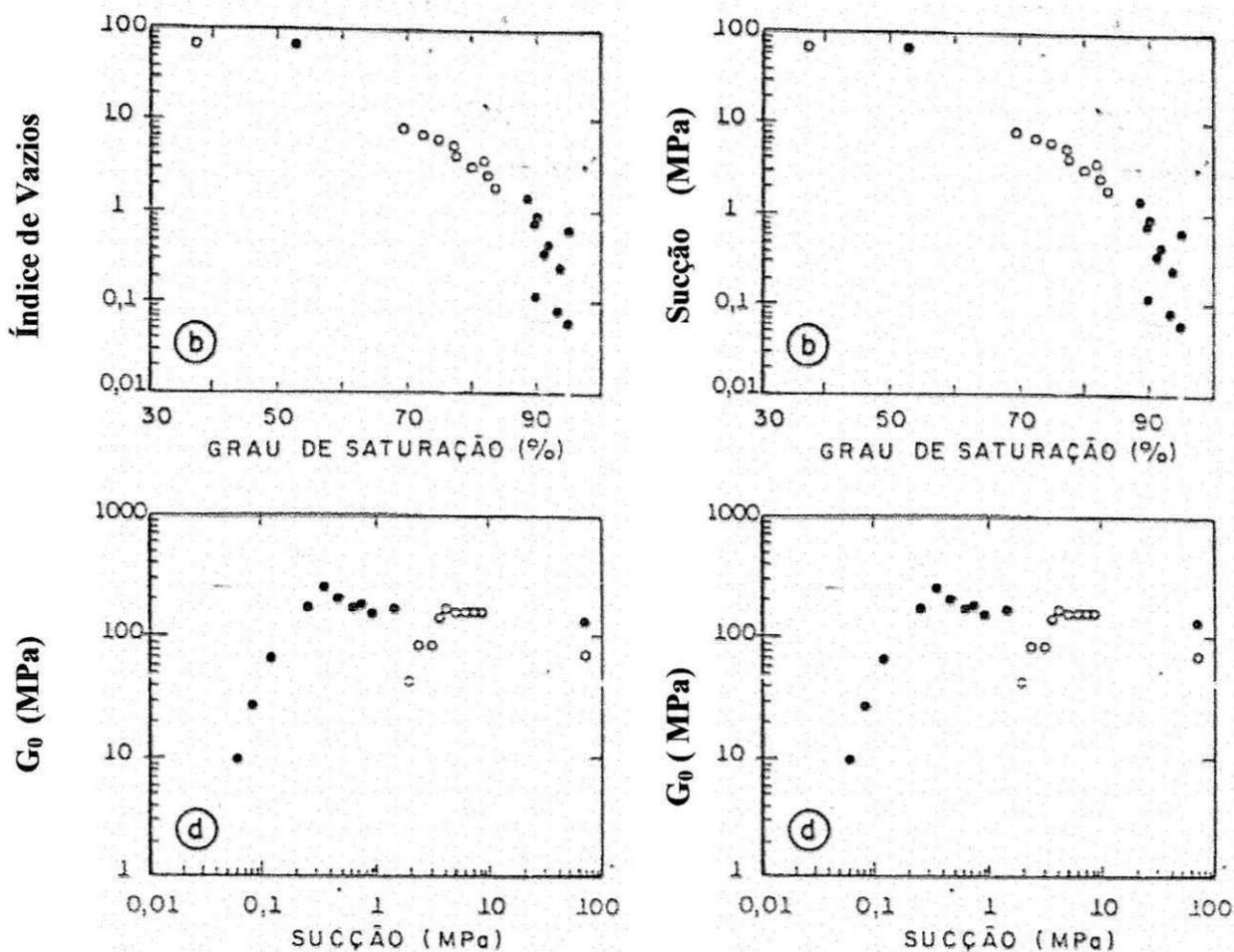


Figura 2.23: (a) variação do índice de vazios, (b) da sucção, (c) de  $G_0$  com o grau de saturação, (d)  $G_0$  com a sucção durante a secagem de ar de dois corpos de prova compactados (MARINHO, 1994).

#### g) O efeito de aditivos cimentantes

Algumas investigações foram realizadas por diversos pesquisadores com objetivo de melhoramento das propriedades dinâmicas dos solos através de métodos artificiais como: injeção química, injeção de cimento e estabilização com cimento e cinza volante. CHIANG & CHAE (1972), com um trabalho pioneiro, estudaram o efeito de aditivos cimentantes nos parâmetros dinâmicos dos solos. A adição de cimento portland para estabilização de areias e siltes sujeitos à solicitações dinâmicas mostrou-se muito eficiente, provocando um aumento na rigidez do solo, reduzindo sua deformação.

A pesquisa feita por ACAR & EL TAHIR (1986) sobre o efeito da cimentação artificial no valor de  $G_0$  da areia de Monterey, mostrou que a cimentação levou a um aumento de  $G_0$  para uma mesma pressão confinante e mesmo índice de vazios. Ou seja:

$$(G_c)_0 = R \cdot G_0$$

A razão de rigidez R em função do índice de vazios e do teor de cimento foi expressa então, da seguinte forma:

$$R = 1 + C^{0,49} - 2,0 \cdot C^{0,1} \cdot e^{4,6} \quad 2.16$$

onde, C é expresso em porcentagem.

A investigação de SAXENA et al. (1988), sobre o efeito da cimentação no valor de  $G_0$ , levou às seguintes conclusões:

$$(G_C)_0 = G_0 + \Delta G_0 \quad 2.17$$

Onde:  $\Delta G_0$  é o aumento no valor do módulo devido ao efeito de cimentação.

$$\frac{(\Delta G_0)}{P_a} = \left[ \frac{172}{(e - 0,517)} \right] \cdot C^{0,88} \left( \frac{\sigma_0}{P_a} \right)^{(0,515e - 0,13C + 0,285)} \quad 2.18$$

(para  $c < 2\%$ )

$$\frac{(\Delta G_0)}{P_a} = \left[ \frac{773}{e} \right] \cdot C^{1,2} \left( \frac{\sigma_0}{P_a} \right)^{(0,698e - 0,04C - 0,2)} \quad 2.19$$

(para  $2\% < C < 8\%$ )

C é expresso em porcentagem e  $P_a$  é a pressão atmosférica.

As diversas pesquisas confirmaram que o aumento da porcentagem de cimento (C) na mistura provoca um acréscimo no módulo  $G_0$  do solo, conforme mostra a Figura 2.24, e ainda que o efeito da cimentação diminui com o aumento de tensão confinante.

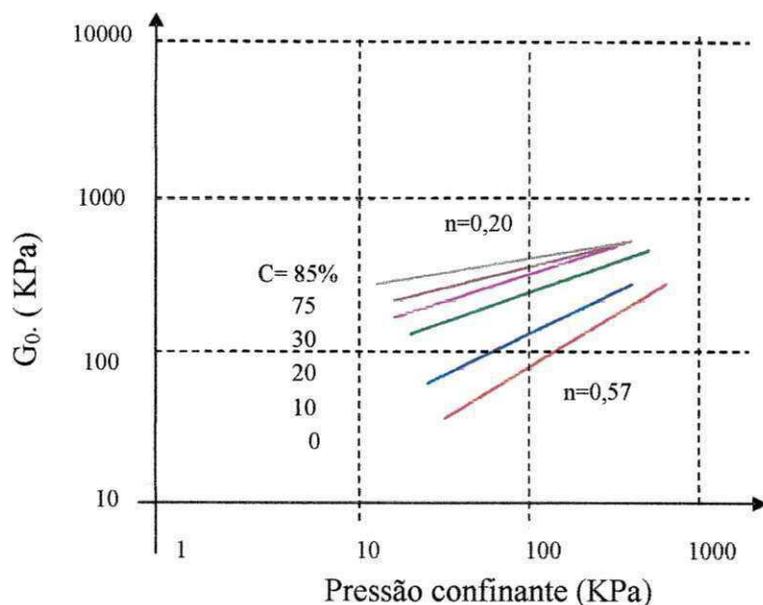


Figura 2.24: Variação de  $G_0$  com a tensão confinante e a porcentagem de cimento para uma areia (CHANG & WOODS, 1987 apud BARROS, 1997)

#### h) O efeito da plasticidade

A importância da influência do índice de plasticidade (IP) sobre os parâmetros dinâmicos dos solos foi apresentada por MASSARCH & DRNEVICH (1979), MASSARCH (1985) e VUCETIC & DOBRY (1991).

Para o solo pré-adensado, o aumento da plasticidade provoca um acréscimo em  $G_0$ , já para o solo normalmente adensado mantém-se constante. Com relação a razão de amortecimento interno, esta diminui com o aumento da plasticidade. A Figura 2.25 mostra que o aumento de IP provoca uma menor degradação do módulo.

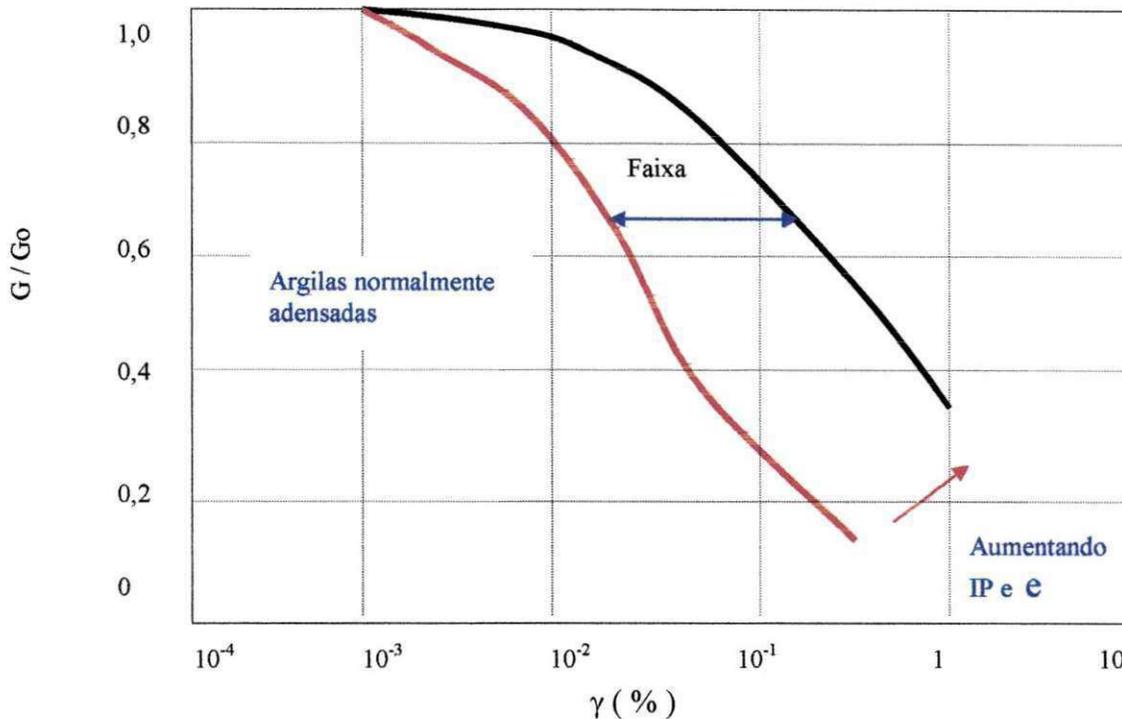


Figura 2.25: Variação de  $(G/G_0) \times \gamma$  com o índice de plasticidade e o índice de vazios do solo (VUCETIC & DOBRY, 1991).

### 2.2.3 Obtenção dos parâmetros dinâmicos dos solos

Como os parâmetros dinâmicos do solo 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, para a determinação desses parâmetros. As principais técnicas disponíveis podem ser subdivididas, em função de seu princípio de execução, em dois grandes grupos.

#### 2.2.3.1. Determinação direta da curva tensão-deformação

Para a representação da curva tensão-deformação têm-se dois modelos que são os mais utilizados: o modelo hiperbólico proposto por HARDIN & DRNEVICH (1972 b), e a equação tri-paramétrica de RAMBERG & OSGOOD (1943).

Para HARDIN & DRNEVICH (1972 b) a razão de amortecimento interno dos solos está associada ao módulo de cisalhamento e a relação entre a tensão de cisalhamento e a amplitude de deformação pode ser aproximada por uma equação hiperbólica (Equação 2.20). Definiram ainda, a deformação de referência como sendo a deformação correspondente à interseção de

uma reta passando pela origem da curva tensão-deformação com inclinação igual a  $G_0$  e uma linha horizontal onde  $\tau = \tau_{\max}$ , como mostra a Figura 2.26.

sendo:

$$\tau = \left[ \frac{\gamma}{(1/G_0) + (\gamma/\tau_{\max})} \right] \quad 2.20$$

$\tau$  = tensão de cisalhamento

$\gamma$  = deformação de cisalhamento

$\tau_{\max}$  = tensão de cisalhamento de ruptura

$G_0$  = módulo de cisalhamento máximo

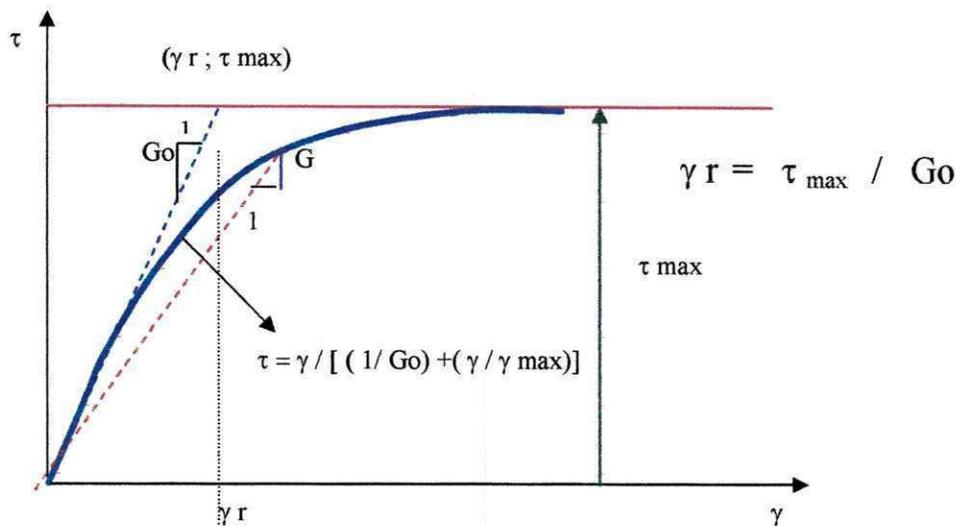


Figura 2.26: Representação da curva tensão-deformação hiperbólica (HARDIN & DRNEVICH, 1972 b).

Propuseram também uma relação simplificada (Equação 2.21), para relacionar a razão de amortecimento interno ao módulo de cisalhamento.

$$D = D_0 \cdot (1 - G / G_0) \quad 2.21$$

Onde:

$D_0$  -> é a razão de amortecimento interna máxima do solo, que teoricamente ocorre quando  $G=0$ .

RAMBERG & OSGOOD (1943) apresentaram uma nova equação matemática para representar a laçada de histerese completa para cada ciclo de carregamento que é dada por :

$$\gamma / \gamma_R = \left( \frac{\tau}{\tau_{\max}} \right) \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot \left( \frac{1}{CC_1 \cdot \tau_{\max}} \right)^{r-1} \right] \quad 2.22$$

Onde:

$\alpha$ ,  $R$  e  $CC_1$  são constantes que possibilitaram ajustar a forma e posição da curva proposta.

Esta expressão pode também ser representada pelo módulo cisalhamento secante  $G$ , uma vez que  $G = \tau / \gamma$ , obtendo assim a expressão:

$$G / G_0 = 1 / \left[ 1 + \alpha \cdot \left( \frac{1}{CC_1 \cdot \tau_{\max}} \right)^{r-1} \right] \quad 2.23$$

### 2.2.3.2. Determinação por meio da velocidade de propagação de ondas

A determinação da velocidade de propagação de ondas pode ser obtida por meio de ensaios de campo ou por ensaios de laboratório, utilizando-se ondas de compressão (P) e ondas de cisalhamento (S), através das quais os módulos dinâmicos podem ser prontamente calculados, especialmente para baixas amplitudes de deformação. Os ensaios de laboratório utilizados são: ensaios de pulso ultra-sônico e os ensaios de coluna ressonante. Os ensaios de campo 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 2.4 apresenta um resumo desses ensaios, relacionando a amplitude de deformação possível de ser imposta e os parâmetros dinâmicos que podem ser determinados em cada ensaio.

Tabela 2.4: Ensaios mais utilizados para determinação de parâmetros dinâmicos dos solos.

LABORATÓRIO	PRINCÍPIO DA TÉCNICA	ENSAIOS	NÍVEL DE DEFORMAÇÃO %	PARÂMETROS DETERMINADOS.
	DETERMINAÇÃO DIRETA DA CURVA TENSÃO DEFORMAÇÃO	Compressão Triaxial	$10^{-2}$ a 5	E, D
		Cisalhamento Simples		G, D
		Torcional Cíclico		G, D
"INSTITUTO"	DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS	Pulso Ultra-sônico	$10^{-4}$ a $10^{-3}$	G, E
		Coluna Ressonante	$10^{-4}$ a $10^{-1}$	G, E, D
		Refração Sísmica	$\sim 5 \times 10^{-4}$	G, E
		Vibração Reg. Estac.		G, D
		"Cross-hole"		G, E
		"Down-hole"		G, E
		"Up-hole"		G, E

### a) Ensaio de laboratório

Em se tratando de ensaios de laboratório os resultados podem sofrer influência de perturbações na amostra quando na sua retirada e transporte, bem como na montagem do ensaio. Outro fator importante que dificulta a execução dos ensaios em laboratório é impor ao corpo de prova as mesmas tensões de campo.

Com a execução dos ensaios de laboratório pode-se estudar alguns fatores, já mencionados, que afetam os parâmetros dinâmicos dos solos, principalmente a amplitude de deformação e a tensão confinante.

Ensaio de compressão triaxial cíclico: Utilizado para avaliação da resistência cíclica dos solos. Tem sido utilizado na engenharia rodoviária para determinação do módulo resiliente de pavimentos. Neste ensaio a amostra é submetida a grandes amplitudes de deformações, acima de  $10^{-2}$  %, e baixas frequências, na faixa de 0,1 a 2Hz. São determinados neste ensaio o módulo de elasticidade longitudinal (E) e a razão de amortecimento interno (D), podendo-se calcular o módulo de cisalhamento (G) por meio da Equação 2.24.

$$G = E / [2 \cdot (1 + \nu)] \quad 2.24$$

Ensaio de cisalhamento simples: Segundo alguns pesquisadores, este ensaio é a forma mais apropriada para se reproduzir em laboratório as solicitações impostas por um terremoto em um maciço de terra. Para execução deste ensaio THIERS & SEED (1968) desenvolveram um equipamento baseado na prensa de cisalhamento original do *Norwegian Geotechnical Institute*. Neste ensaio, o corpo de prova cilíndrico é submetido, após adensamento sob uma carga normal, a esforços de cisalhamentos. Pode-se com este ensaio obter a laçada de histerese para cada ciclo de solicitação, podendo então a partir daí calcular G e D.

Ensaio de Cisalhamento torcional: Consiste em submeter um corpo de prova, em um estado pré-determinado de tensões, num interior de uma câmara triaxial, à aplicação de um momento torsor cíclico no topo deste corpo de prova. O ensaio é conduzido com baixas frequências, 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, assim como no ensaio de cisalhamento simples. Este ensaio tem a vantagem de impor uma distribuição de tensão mais uniforme no corpo de prova.

Ensaio de pulso ultra-sônico: Constituído por cristais piezo-elétricos possibilitam gerar e receber ondas ultra-sônicas, tanto de compressão como de cisalhamento, segundo LOCAT et al (1986). Empregando-se a teoria da propagação de ondas em um semi-espaço elástico, medindo-se o tempo de percurso destas ondas numa distância pré-estabelecida, pode-se calcular as velocidades destas ondas e, conseqüentemente, os módulos. Segundo WOODS (1977), a desvantagem desta técnica é a dificuldade de identificação e interpretação do momento exato de chegada das ondas. Esta técnica é indicada para determinação de parâmetros de solos muito moles, como sedimentos do fundo do mar, uma vez que os mesmos podem ficar no interior do amostrador durante o ensaio.

Ensaio de coluna ressonante: É baseado na teoria de propagação de ondas em barras prismáticas, segundo RICHART et al. (1970). Aplica-se uma vibração de baixa amplitude, em uma amostra de solo confinada em câmara triaxial, e varia-se a frequência até atingir as condições de ressonância da amostra. O uso desta técnica possibilita a determinação dos módulos e da razão de amortecimento interno. Esta técnica tem sido muito utilizada na caracterização dinâmica dos solos e no estudo de fatores que influenciam os parâmetros dinâmicos. Existem vários modelos de equipamentos para realização de ensaios de coluna ressonante, diferindo basicamente um dos outros, pelas condições de extremidade da amostra, segundo GIACHETI (1991a).

#### b) Ensaios de campo

Os ensaios de campo são as ferramentas ideais para medir resistência do solo sem as perturbações inerentes ao processo de amostragem. Esses ensaios podem ser conduzidos em um volume representativo do maciço, sofrendo pouca perturbação, devendo para isso, ser preparados cuidadosamente evitando perturbações ao estado de tensões naturais, quando na preparação dos furos e execução do ensaio. Apresentam a limitação de impor ao maciço apenas baixo nível de deformação.

Ensaio de refração sísmica: O ensaio consiste na instalação de uma série de geofones, utilizando um impacto ou explosão na superfície. São medidos os tempos de propagação da onda por um caminho traçado em função do perfil do subsolo. O registro das vibrações no solo permite identificar a chegada das ondas de compressão, de cisalhamento e de superfície, calculando-se desta forma a velocidade de propagação (espaço entre os geofones / tempo de percurso).

A vantagem de se utilizar este método deve-se à rapidez na execução, ao baixo custo, e relativa eficiência para a obtenção dos parâmetros dinâmicos do solo em locais onde as camadas do subsolo apresentam velocidade crescente com a profundidade.

Este ensaio apresenta algumas limitações como:

- não é possível distinguir camadas de menor velocidade ou porção inferior de camadas muito espessas, pois os registros tornam-se de difícil interpretação;
- abaixo do nível d'água a velocidade das ondas de compressão coincide com a velocidade na água e as ondas de cisalhamento não sofrem a interferência da presença da água;
- este método foi desenvolvido para aplicação em áreas com topografia de baixa declividade (<25%), ficando complexa a interpretação de dados quando a topografia da área não apresenta condições mínimas favoráveis à propagação das ondas elásticas.

#### Vibrações em regime estacionário:

É uma técnica que não requer a execução de furos, o sistema baseia-se em uma fundação apoiada na superfície do terreno, com vibração vertical são geradas na superfície ondas Rayleigh com velocidade de propagação igual a das ondas de cisalhamentos.

A acurácia na determinação da velocidade da onda de cisalhamento ( $V_s$ ) pode ser melhorada, arbitrando-se um coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) adequado e utilizando-se da relação entre  $V_s$  e  $V_r$  e  $\nu$ , conforme mostrado no gráfico da Figura 2.7. Esta correção é significativa para coeficientes de Poisson menores que 0,3, segundo RICHART et al. (1970).

Vantagens do 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 representa toda a camada.

Limitações do método:

- a profundidade atingida pelo ensaio é igual a metade do comprimento da onda, significando que para grandes profundidades necessita-se de vibrações com elevada energia. Na prática é utilizado até a profundidade de 30 m.

Ensaio sísmicos em furos de sondagem:

Os ensaios citados anteriormente são realizados na superfície. Os ensaios abaixo relacionados são executados em furos de sondagem, são denominados de *cross-hole*, *down-hole* e *up-hole*, diferenciados entre si pela posição do geofone e nº de furos.

a) Ensaio *down-hole*.

Executado com apenas um furo de sondagem, o ensaio *down-hole* possui a sonda com o geofone localizado na parte inferior do furo de sondagem e a fonte na superfície. Fornece valores do módulo dinâmico médio, das camadas atravessadas, conforme mostra a Figura 2.27.

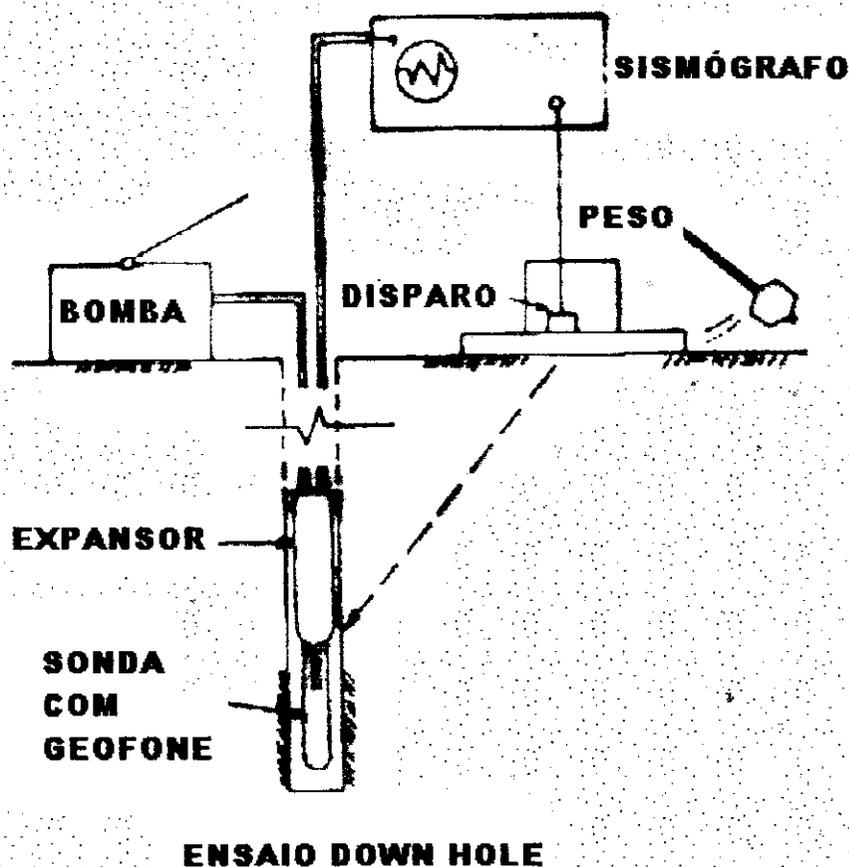


Figura 2.27: Ensaio *down-hole* segundo RICHART (1977) apud GIACHETI (1991).

Diversos autores têm recorrido a essa técnica para determinação em campo da velocidade de propagação da onda de cisalhamento, tendo sido utilizados para efeito diversos tipos de fontes e de receptores. Foram utilizadas fontes do tipo canhão, onde as ondas de corte do tipo SH eram produzidas através de uma explosão e a transmissão ao terreno do impulso horizontal era provocado pelo recuo do aparelho. Também foram utilizadas fontes de ondas SH onde o impulso era transmitido ao terreno pelo impacto horizontal da massa de um pêndulo sobre uma base metálica ancorada na superfície do terreno.

b) Ensaio *up-hole*

Executado também com apenas um furo de sondagem, o ensaio *up-hole* possui o geofone localizado na superfície do terreno e a fonte localizada dentro do furo de sondagem. Fornece valores do módulo dinâmico médio das camadas atravessadas, conforme mostra a Figura 2.28.

OHTA et al. (1978) usaram como fonte de energia o impulso produzido no fundo de um furo de sondagem durante a realização do ensaio SPT, sendo as ondas de cisalhamento do tipo SV recebidas em um geofone triaxial colocado junto da boca do furo, na superfície do terreno. Com esta técnica é possível realizar ensaios até 40 m de profundidade.

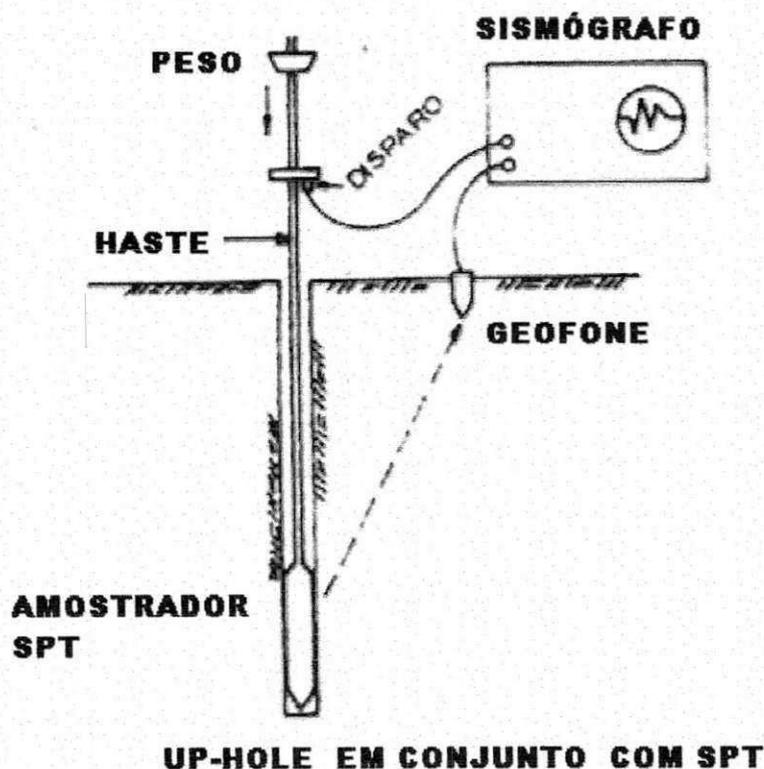


Figura 2.28: Ensaio *up-hole* em conjunto com o SPT segundo RICHART (1977) apud GIACHETI (1991).

### c) Ensaio *cross-hole*

Executado com dois ou três furos, o ensaio *cross-hole* é o mais utilizado e indicado para determinação da velocidade de propagação de ondas de compressão e de cisalhamento. São feitos pelo menos dois furos de sondagem e a partir de um deles gera-se a solicitação, enquanto no outro se faz à medida do tempo de percurso da onda (Figura 2.29). Este método tem sido utilizado por diversos autores, os quais empregaram também fontes e receptores de natureza muito variada, desde a queda de uma massa no fundo de um furo de sondagem até a utilização de explosivos como fonte de energia.

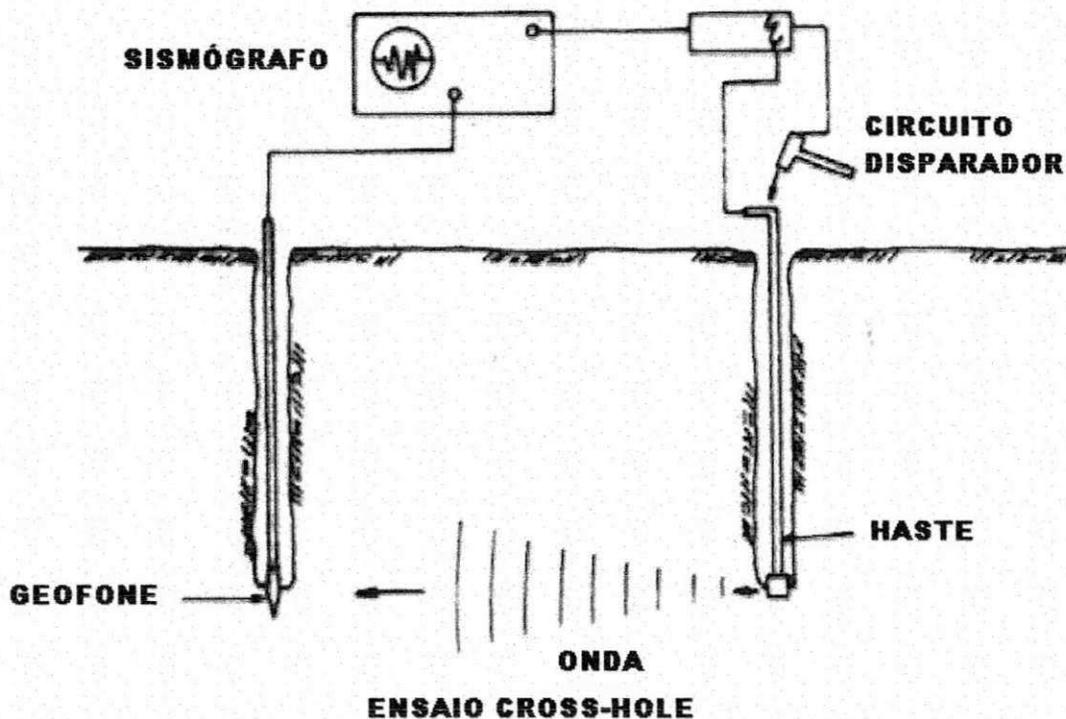


Figura 2.29: Ensaio *cross-hole* segundo RICHART (1977) apud GIACHETI (1991).

BALLARD (1983), utilizou, em vez de explosivos, um vibrador eletromagnético colocado no topo de uma vara metálica, o qual transmitia o impulso a um geofone fixado às paredes do furo e que atuava como fonte de ondas de corte SV, as quais eram recebidas por geofones triaxiais colocados em furos adjacentes.

Os Geofones devem ser triaxiais, com componentes dispostas ortogonalmente entre si, para melhor recepcionar as ondas "P" e "S". As ondas "P" provocam vibrações das partículas na mesma direção de propagação da onda, sendo captadas com maior energia quando transmitidas diretamente entre fonte e receptor. As ondas S provocam vibrações ortogonais à

direção de propagação da onda, sendo captadas com maior energia pela componente vertical (SV), ou às vezes por uma das componentes horizontais (SH).

STOKOE II & WODDS (1972), usaram como fonte de energia o impulso transmitido ao terreno pela base de uma vara metálica assente no fundo de um furo de sondagem.

Um método de determinação da velocidade muito utilizado, e baseado nas técnicas desenvolvidas por STOKOE II & WODDS (1972), é o método de determinação entre furos de sondagem. Este método consiste basicamente em determinar o tempo de percurso de uma onda direta entre dois pontos de um dado volume de terreno e ao longo de um trajeto suposto horizontal. As ondas são produzidas por meio de uma fonte apropriada colocada num determinado nível de um furo de sondagem e são registradas por meio de receptores colocados em furos adjacentes, e ao mesmo nível a que se origina a perturbação no furo onde está colocada a fonte. A velocidade é calculada dividindo a distância percorrida pela onda pelo respectivo tempo de percurso.

O IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, em 1972, foi o pioneiro no país na execução de ensaios dinâmicos em solos, com o programa de construção de centrais nucleares. Alguns estudos e trabalhos vêm sendo apresentados por autores brasileiros, como SAMARA & MARTINS (1986), BARROS (1988 e 1990), GIACHETI & ZUQUETTE (1990) e outros.

Com relação à aptidão de cada tipo de fonte, sabe-se por observação de diversos autores que as fontes explosivas produzem ondas de compressão mais fáceis de serem registradas da mesma forma que com a utilização desse tipo de fonte se obtém fracos resultados em relação às ondas de cisalhamento. Resultados opostos se verificam com a utilização de fontes mecânicas. PRADO & SHUKOWSKY (2000), concluem que os registros de ondas P e S devem ser obtidos utilizando-se respectivamente, fontes do tipo explosiva e mecânica.

A Tabela 2.5 apresenta um resumo dos principais ensaios dinâmicos, a maneira que os resultados são obtidos para interpretação e suas principais vantagens e limitações.

Tabela 2.5: Síntese dos ensaios dinâmicos segundo GIACHETI (1991a).

L A B O R A T Ó R I O	ENSAIOS	RESULTADOS	VANTAGENS	LIMITAÇÕES
		Compressão Triaxial	Curva tensão x deformação axial cíclica.	Indicado para determinação dos parâmetros de liquefação dos solos.
	Cisalhamento Simples	Curva tensão x deformação axial cíclica	Adequado para representar o estado de tensões induzido por um terremoto num maciço de terra.	Não se controla a tensão lateral durante o carregamento cíclico: distribuição não uniforme de tensões.
	Torcional Cíclico	Curva tensão x deformação axial cíclica	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 ociosos.
	Pulso Ultra-sônico	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 dado de amortecimento de ondas P e S	Possibilita obter $G_0$ em laboratório e avaliar como este parâmetro é afetado por: $\tau$ , $e$ , $\sigma_v$ , etc. ...	Além das limitações inerentes a todos os ensaios de laboratório, só é possível impor deformação menor que 10 <sup>-1</sup> % .
C A M P O	Refração Sísmica	Velocidade de propagação de ondas P e S; profundidade e inclinação das camadas.	Trabalha-se na superfície do terreno, amostragem de grandes áreas, indicado para estudos preliminares.	Não distingue camadas de baixa velocidade abaixo de outra de maior velocidade.
	Vibração Reg. Estac.	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.
	<i>cross-hole</i>	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.
	<i>down-hole</i>	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
	<i>up-hole</i>	Velocidade de propagação de ondas P e S para cada camada do subsolo	Idem ao <i>down-hole</i> . É possível ser executado simultaneamente à sondagem SPT.	Idem ao <i>down-hole</i> com maior dificuldade de gerar ondas do tipo desejado.

#### 2.2.4 Comparação entre os resultados de ensaios de campo e em laboratório.

O módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) é o parâmetro dinâmico que pode normalmente ser medido tanto em campo 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 de campo 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 à representatividade da amostra ensaiada, bem como da tensão confinante utilizada para representar as condições de campo.

Alguns pesquisadores relataram a importância de considerar alguns elementos, sem os quais levariam à interpretações errôneas dos ensaios. CUNNY & FRY (1973) constataram que a velocidade da onda de cisalhamento obtida diretamente do ensaio de campo é 50% maior que a velocidade da onda obtida em laboratório.

AFIFI & RICHART (1973); MARCUSSON & WALS (1977); STOKOE & RICHART (1973) e ANDERSON & WOODS (1975), relataram a importância de considerar o efeito do tempo em longo prazo no módulo de cisalhamento medido em laboratório. Desprezar este efeito, em alguns casos, tem levado a interpretação errônea dos ensaios de laboratório. STOKOE & RICHART (1973) obtiveram uma boa correlação com resultados de ensaios de laboratório extrapolados para uma idade geológica de 20 anos. Observaram também que a areia sofre menor influência do tempo em longo prazo, do que os solos argilosos.

### 2.2.5 Estimativa de parâmetros dinâmicos

Em muitos casos, por exemplo, na fase de anteprojeto, o projetista pode utilizar expressões empíricas para estimar os parâmetros dinâmicos dos solos. Existem na literatura diversas expressões que possibilitam a estimativa do módulo de cisalhamento máximo e da razão de amortecimento interno dos solos. Apresentam-se aqui algumas das expressões existentes e mais utilizadas:

#### a) Expressões empíricas baseadas em ensaios de laboratório

##### Módulo de cisalhamento máximo

Existem várias propostas de expressões empíricas de diversos pesquisadores, baseadas em ensaios de laboratório, em função do índice de vazios ( $e$ ), tensão admissível ( $\sigma'_o$ ) e OCR. Entre elas destacam-se as de HARDIN (1965a); HARDIN & BLACK (1968); HARDIN & DRNEVICH (1972b); CHUNG et al. (1984); SAXENA & REDDY (1989), etc...

A maioria das 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 e possuem expressão geral do tipo:

$$G_0 = A \cdot OCR^K \cdot P_a^{(1-n)} \cdot \left( \frac{\sigma'_o}{f(e)} \right)^n \quad 2.25$$

Onde,

A = coeficiente de rigidez;

F(e) = função que expressa a influência do índice de vazios;

Pa = pressão atmosférica;

K = coeficiente que depende do índice de plasticidade (IP) do solo;

$\sigma'_o$  = tensão normal efetiva octaédrica e "n" um coeficiente que expressa a relação entre  $\sigma'_o$  e  $G_0$ .

HARDIN (1978) propôs os valores abaixo para os seguintes coeficientes:

A= 625      n= 0,5      f(e)=0,3 +0,7 e<sup>2</sup>      e      K = obtido na Tabela 2.3

Ficando a expressão da seguinte forma:

$$G_0 = \frac{625 \cdot OCR^k}{(0,3 + 0,7 \cdot e^2)} \cdot (\sigma_0 \cdot P_a)^{1/2} \quad 2.26$$

Esta expressão é a mais usada para estimativa de  $G_0$ , imediatamente após o adensamento primário, tanto para argilas quanto para areias.

Algumas correlações encontradas na literatura, para estimativa de  $G_0$  de areias a partir de ensaios de laboratórios, estão apresentadas na Tabela 2.6 e de argilas na Tabela 2.7. Todas as Expressões estão apresentadas na forma indicada pela Equação 2.26.

Tabela 2.6: Correlações para estimativas de  $G_o$  de areias, a partir de ensaios de laboratório, segundo BARROS (1997).

Referência	Tipo de areia	Deformação de cisalhamento (%)	Faixa de índice de vazios (e)	Faixa de pressão confinante (kPa)	A	F(e)	n
HARDIN & RICHARD (1963) HARDIN (1965)	Areia de Ottawa	$2,5 \cdot 10^{-3}$	0,37– 0,79	96 - 479	686	$(2,174-e)^2/(1+e)$	0,5
					756	$(2,125-e)^2/(1+e)$	0,6
	Areia angular moída		0,63 – 1,27	23 - 479	321	$(2,973-e)^2/(1+e)$	0,5
HARDIN & DRNEVICH (1972b)	Areias limpas	$2,5 \cdot 10^{-3}$	-	-	321	$(2,973-e)^2/(1+e)$	0,5
HADIN (1978)	Areias limpas	$2,5 \cdot 10^{-3}$	-	-	625	$1 / (0,3+0,7e^2)$	0,5
DRNEVICH & RICHARD (1970)	Areia de Ottawa arredondada	$1,0 \cdot 10^{-3}$	0,46 –0,67	14 - 479	686	$(2,174-e)^2/(1+e)$	0,5
IWASAKI & TATSUOKA (1977 a,b)	Areias limpas	$1,0 \cdot 10^{-4}$	0,55 – 0,88	25 - 392	882	$(2,174-e)^2/(1+e)$	0,38
		$1,0 \cdot 10^{-3}$			835		0,44
		$1,0 \cdot 10^{-2}$			689		0,5
KOKUSHO (1980)	Areias de Toyoura (angular)	$1,0 \cdot 10^{-4}$	0,64 – 0,80	20 - 294	826	$(2,174-e)^2/(1+e)$	0,5
CHUNG et al (1984)	Areia de Monte-rey nº 0	$1,0 \cdot 10^{-3}$	?	?	523	$1 / (0,3+0,7e^2)$	0,48
SAXENA E REDDY (1989)	Areia de Monte-rey nº 0	$1,0 \cdot 10^{-3}$	0,62 – 0,78	49 -588	428	$1 / (0,3+0,7e^2)$	0,47

Tabela 2.7: Correlações encontradas na literatura para estimativa de Go de argilas, a partir de ensaios de laboratório, segundo BARROS (1997).

Referência	Tipo de argila	Deformação de cisalhamento (%)	Faixa de índice de vazios.	Faixa de pressão confinante (kPa)	A	F(e)	n	K
HARDIN E BLACK (1969)	Argilas inderformadas com (NP até IP=52%)	$2,0 \cdot 10^{-2}$	0,6 – 1,5	10 – 690	321	$(2,973-e)^2/(1+e)$	0,5	F (IP)
HADIN (1978)	Argilas indeformadas com (NP até IP=52%)	$2,0 \cdot 10^{-2}$	0,6 – 1,5	10 – 690	625	$1 / (0,3+0,7e^2)$	0,5	F (IP)
MARCUSON & WALLS (1972)	Caulita preparada em laboratório	$5,0 \cdot 10^{-3}$	1,1 – 1,3	70 – 550	446	$(4,4-e)^2/(1+e)$	0,5	0,5 (IP=35)
	Bentonita preparada em laboratório	$5,0 \cdot 10^{-3}$	1,8 – 2,4	70 – 550	44,6	$(4,4-e)^2/(1+e)$	0,5	0,5 (IP=60)
KOKUSHO et. al (1972)	Argilas aluvionares indeformadas	$1,0 \cdot 10^{-3}$	1,4 – 4	20 - 500	14,2	$(7,32-e)^2/(1+e)$	0,6	P/qualquer OCR $\neq 1$ e A= 20
ATHANA-SOPOULO & RICHART (1983a)	Caulinita preparada em laboratório	$5,0 \cdot 10^{-4}$	0,9 – 1,2	35 – 345	677	$\frac{1}{(0,34+0,7e^2)^{1,361}}$	0,49	0,42 (IP=39)

A relação entre  $G_0$  e a tensão desviatória ( $\sigma_d$ ) foi apresentada por CHIANG & CHAE (1972), relação esta correspondente à deformação axial de 1% no ensaio triaxial como mostrado na Figura 2.30. Esta relação independe da quantidade e tipo de aditivo utilizado, densidade e teor de umidade e está representada pela equação abaixo:

$$G_0 = 13,87 + 0,42 \cdot \sigma_d \quad 2.27$$

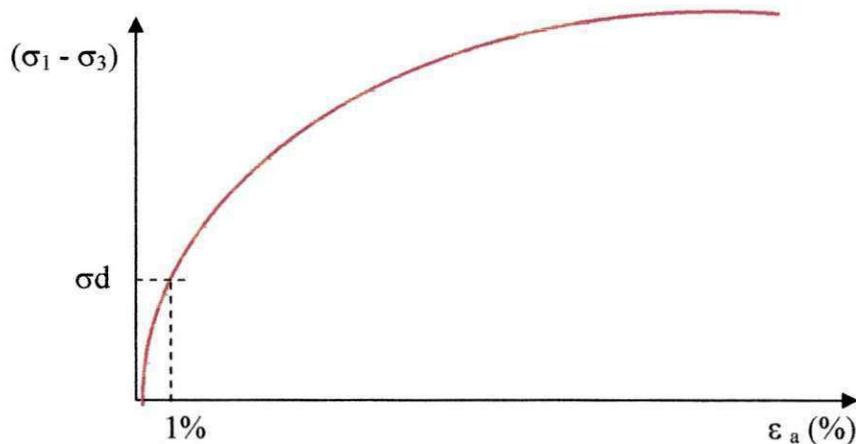


Figura 2.30: Definição de  $\sigma_d$  no ensaio triaxial, segundo CHIANG & CHAE (1972)

A Equação 2.27 só é aplicável apenas para os casos específicos estudados pelos autores: areias e siltes argilosos submetidos à tensão confinante de 138 kPa.

Para uma argila expansiva tratada com aditivos, AU & CHAE (1980) indicaram novos coeficientes para expressar a relação entre  $G_0$  e  $\sigma_d$ , estão indicados na Equação abaixo:

$$G_0 = 13,2 + 0,13 \cdot \sigma_d \quad \text{para } \sigma'_o = 35\text{Psi} \quad 2.28$$

SAXENA et al. (1988) estudando o efeito da cimentação no comportamento dinâmico de uma areia, propôs uma relação entre  $G_0$  e  $\sigma_d$  de forma adimensional representada pela seguinte equação:

$$\frac{G_0}{P_a} = 72,47 + 1109,22 \cdot (\sigma_d / P_a) \quad 2.29$$

HARA et al. (1974), relacionaram  $G_0$  com a resistência estática de solos coesivos, sendo  $G_0$  estimado a partir da resistência não drenada ( $S_u$ ) das argilas segundo a relação :

$$G_0 = 516 \cdot S_u^{1,012} \quad 2.30$$

## b) Expressões empíricas baseadas em ensaios de campo

### A partir da sondagem de simples reconhecimento (SPT)

Segundo RODRIGUES (1979), apud GIACHETI (1993), a velocidade de propagação da onda de cisalhamento e o módulo de cisalhamento dependem fundamentalmente das características elásticas da estrutura sólida do solo e podem ser um indicador de suas propriedades mecânicas.

Diversos pesquisadores têm investigado as relações entre o índice de resistência à penetração  $N$  e o módulo de cisalhamento máximo, ou  $N$  e a velocidade de onda de cisalhamento, uma vez que o ensaio de sondagem é rotineiramente utilizado na caracterização mecânica dos solos.

As relações são do tipo:

$$G_0 = a_1 \cdot (N)^{b_1} \quad \text{ou} \quad V_s = a_2 \cdot (N)^{b_2}$$

Baseadas nestas relações foram encontradas na literatura as seguintes correlações:

Tabela 2. 8: Correlações encontradas na literatura

Referência	Correlações $G_0$	Correlações $V_s$ (m/s)	Nº de dados	Coefficiente de correlação	Tipo de solo
OHSAKI & IWASAKI (1973)	$G_0 = 11500 N^{0,8}$ (kPa)		220	0,888	Todos (Japão)
OHTA & GOTO (1978)		$V_s = 85,3 N^{0,341}$	289	0,72	Todos (Japão)
IMAI & TONOUCHI (1982)	$G_0 = 14070 N^{0,68}$ (kPa)	$V_s = 96,9 N^{0,314}$	1654 1654	0,867 0,868	Todos (Japão)
SEED et al. (1983)	$G_0 = 6220 N^{0,8}$ (kPa)				Areias (EUA)
SYKORA & STOKOE (1983)		$V_s = 101 N^{0,29}$	229	0,84	Areias (EUA)
GIACHETI (1991)		$V_s = 205,97 N^{0,239}$ $V_s = 217,92 H^{0,193}$	23 23	0,891 0,927	Solos lateríticos (Brasil)
BARROS (1997)	$G_0 = 56 + 20,3 N$ $G_0 = 94 + 2,3 N$			0,954	Sol. lat Sol. Sap.
PRADO (1994)	$G_0 = 133,6 + 7,874 N$ MPa				Argila laterítica.

Para uma melhor estimativa de  $V_s$ , OHTA & GOTO (1978) sugerem uma expressão que considera simultaneamente  $N$ , profundidade, tipos de solo e idade da formação geológica, dada por:

$$V_s = 68,79 \cdot N^{0,171} \cdot H^{0,199} \cdot F_1 \cdot F_2 \quad 2.31$$

sendo:

$V_s = \text{m/s}$ ;

$H = \text{profundidade em (m)}$ ;

$F_1 = \text{fator relacionado a idade da formação geológica sendo}$ ;

1 = para depósitos aluvionares recentes;

1,3 = para os mais antigos, mais consolidados.

$F_2 = \text{fator que considera as características texturais do solo, como mostra a Tabela 2.9}$

Tabela 2.9: Fator  $F_2$  para vários tipos de solo, segundo OHTA & GOTO (1978).

TIPO DE SOLO	FATOR
Argila	1,00
Areia fina	1,09
Areia média	1,07
Areia grossa	1,14
Areia pedregulhosa	1,15
Pedregulho	1,45

### A partir do ensaio de penetração do Cone (CPT)

Poucos trabalhos foram encontrados na literatura a respeito da relação entre a resistência à penetração estática do cone  $q_c$  e  $G_o$  ou  $V_s$ . Fato este, justificado pela utilização em grande escala da sondagem à percussão, por ser um ensaio dinâmico, conseqüentemente mais adequado para estimativa de parâmetros dinâmicos, segundo IMAI & YOAKOTA (1982).

As correlações obtidas entre  $G_o$  e  $q_c$  são todas do tipo :  $G_o = a_3 \cdot q_c^{b_3}$ , onde  $a_3$  e  $b_3$  são constantes definidas para cada caso. Bouckovalas et al. (1989) obtiveram para uma argila mole a relação apresentada na Figura 2.31.

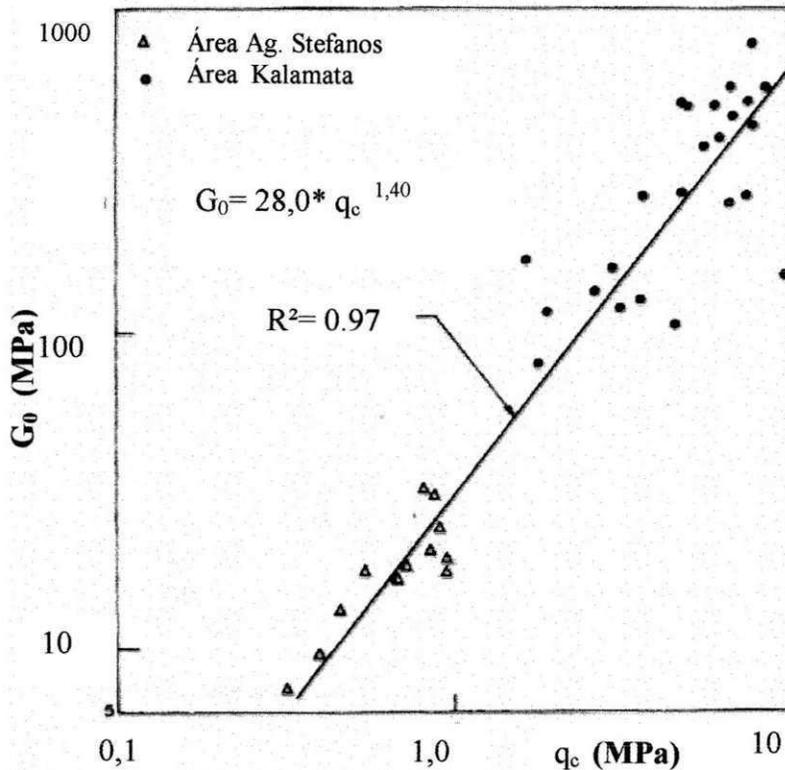


Figura 2.31: Relação entre  $G_0$  e  $q_c$  apud BOUCKOVALAS et al. (1989).

#### A partir do ensaio Dilatométrico (DMT)

LUTENEGGER (1988) relacionou  $G_0$  com o módulo dilatométrico ( $E_d$ ), determinado por meio do dilatômetro de Marchetti.

HRYCIW & WOODS (1988) e SULLY & CAMPANELLA (1989) apresentaram a relação entre  $G_0$  e  $E_d$  expressa por um único coeficiente  $RG$ , definido por:

$$RG = \frac{G_0}{E_d} \quad 2.32$$

#### A partir do módulo de cisalhamento

O módulo de cisalhamento pode ser expresso em função da amplitude de deformação ( $\gamma$ ), existindo na literatura expressões empíricas, como o modelo hiperbólico de Hardin & Drnevich (1972 b) e a equação tri-paramétrica de RAMBERG & OSGOOD (1943).

SEED & IDRIS (1970) propuseram uma relação para estimar  $G_0$  e representar a variação de  $G$  com  $\gamma$  para as areias, que é dado pela expressão:

$$G = 1000 \cdot K_2 \cdot \sigma_0^{0,5} \quad 2.33$$

Onde,  $K_2$  é um fator adimensional e obtido no ábaco da Figura 2.32, em função da densidade relativa ( $D_r$ ) do solo.

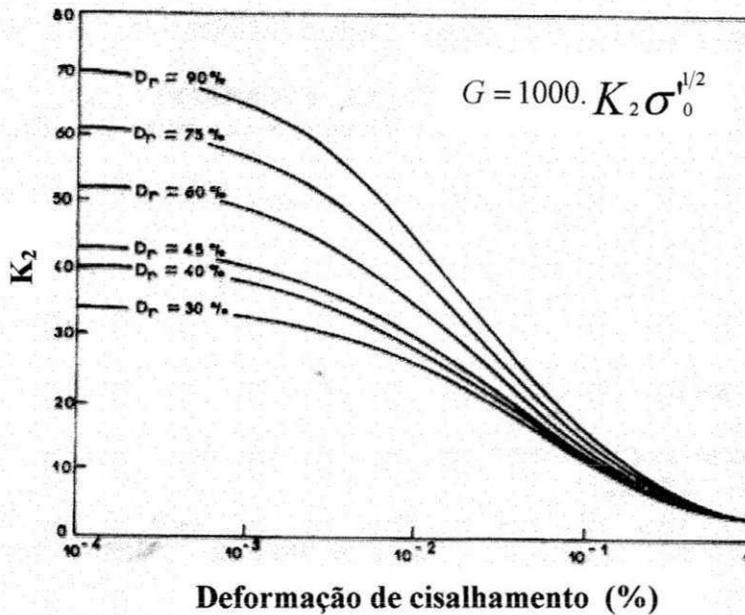


Figura 2.32: Variação de  $G \times \gamma$  para areias em função da densidade relativa apud SEED & IDRIS (1970).

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

$$\frac{G}{G_0} = 1,004 + 345,4 \cdot \gamma \quad 2.34$$

Sendo:

$$G_0 = 10^4 \cdot \left[ -5,899 + 0,305 \cdot (\sigma_0')^{0,5} \cdot e^{D_r} + 4,02 \cdot (\sigma_0')^{0,25} \right] \quad 2.35$$

Onde,  $G_0$  é o valor de  $G$  para  $\gamma = 0,25 \cdot 10^{-4} \%$ ;  $G_0$ ,  $G$  e  $\sigma_0'$  são dados em kPa;  $\gamma$  em radianos e  $D_r$  é a densidade relativa.

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

Para relacionar  $G$  com  $\gamma$  é aconselhável a utilização do ábaco da Figura 2.33. Para esses autores, a curva de degradação do módulo independe do histórico de tensões ao qual o solo foi submetido ( $1 < OCR < 15$ ).

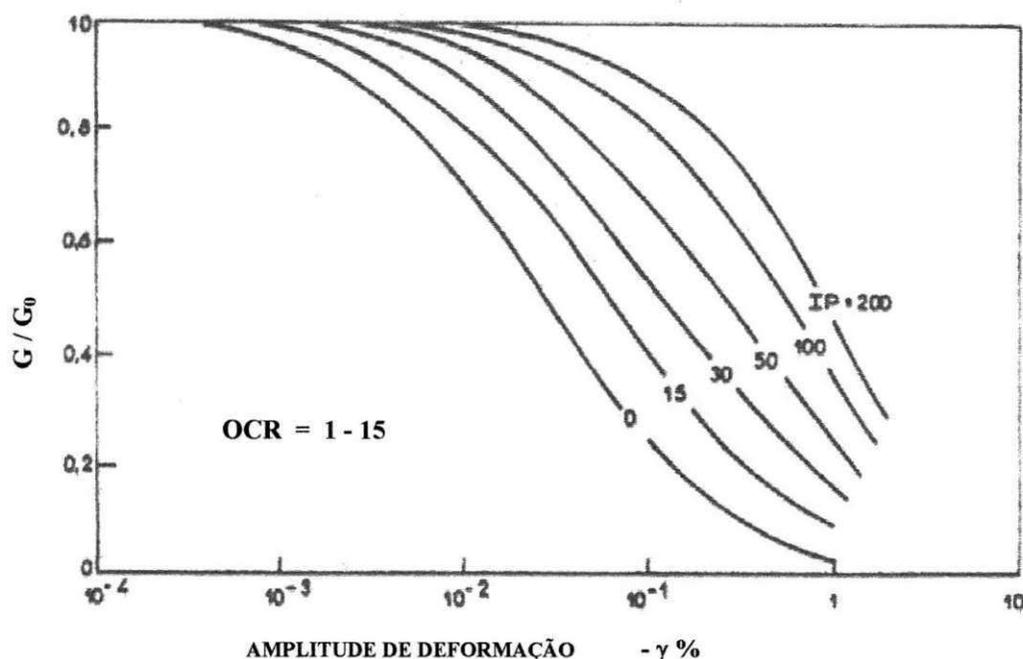


Figura 2.33: Relação de  $(G/G_0)$  versus  $\gamma$  para solos normalmente e pré-adensados, em função do índice de Plasticidade apud VUCETIC & DOBRY (1991).

### 2.3 Estimativa dos parâmetros dinâmicos para os solos tropicais

A grande maioria das pesquisas tem tratado da estimativa dos parâmetros dinâmicos dos solos que ocorrem em regiões de clima temperado, o que não retrata a realidade da maioria das regiões brasileiras. Em regiões de clima tropical úmido, como é o caso do Brasil, ocorre uma variedade de tipos de solos, inclusive aqueles com comportamento semelhante aos de clima temperado, porém devido à alta temperatura e intensa pluviosidade, apresentam perfis de intemperismo bastante profundos. Nos solos em que há uma boa drenagem, constata-se nas camadas superficiais, a ocorrência de laterização, ou seja, a lixiviação de sílica e bases, e concentração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Para esse tipo de solo, denominado de solos lateríticos, tem-se constatado discrepâncias entre as propriedades mecânicas e hidráulicas, quando comparados os métodos tradicionais de classificação com aqueles determinados diretamente pela execução de ensaios.

Segundo FONTOURA et al. (1985), as peculiaridades de comportamento destes solos estão associadas a 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. Acrescenta-se ainda às

peculiaridades deste solo, o efeito das tensões de sucção, uma vez que é comum encontrar estes solos na condição não saturada.

Existem poucos trabalhos que estudaram os parâmetros dinâmicos de solos tropicais, dentre estes, ROCHA et al. (1982); CORDEIRO et al (1986); BARROS et al. (1998) e GIACHETI & ZUQUETTE (1990). Estes apresentaram e discutiram as diversas técnicas de determinação de parâmetros dinâmicos. SAMARA & MARTINS (1986), BARROS et al. (1991) e MARTINS (1990) apresentaram trabalhos mais específicos, dando ênfase na diferença entre o comportamento dinâmico observado através de ensaios e o estimado por expressões empíricas consagradas.

SAMARA & MARTINS (1986) apresentaram resultados de ensaios de coluna ressonante e *cross-hole* realizados em solo argiloso não saturado da Bacia Terciária de Taubaté SP, onde concluem que os resultados obtidos foram compatíveis entre si, como pode ser observado na Figura 2.34. Segundo a expressão proposta por HARDIN & DRNEVICH (1972 b), os valores do módulo de cisalhamento máximo medidos foram 70 a 190 % superiores.

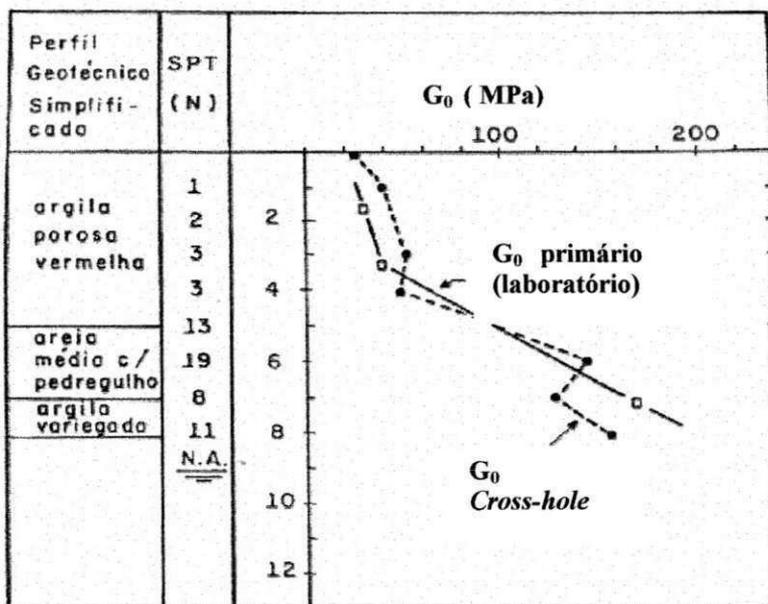


Figura 2.34: Comparação entre os valores de  $G_0$  obtidos através de ensaios de coluna ressonante e de *cross-hole* (SAMARA & MARTINS, 1986).

A partir de 1988 com o convênio EESC – IPT, as discussões sobre as peculiaridades do comportamento dinâmico dos solos tropicais brasileiros tiveram um grande impulso (GIACHETI, 1991a). BARROS (1990) apresentou resultados de ensaios de coluna ressonante

realizados em alguns solos brasileiros, onde pode separar dois universos de comportamentos distintos:

Para as amostras de solos sedimentares saturados, houve uma boa estimativa de  $G_0$  com a expressão proposta por HARDIN (1978), ficando os valores medidos maiores que os estimados em 10% em média (Figura 2.35)

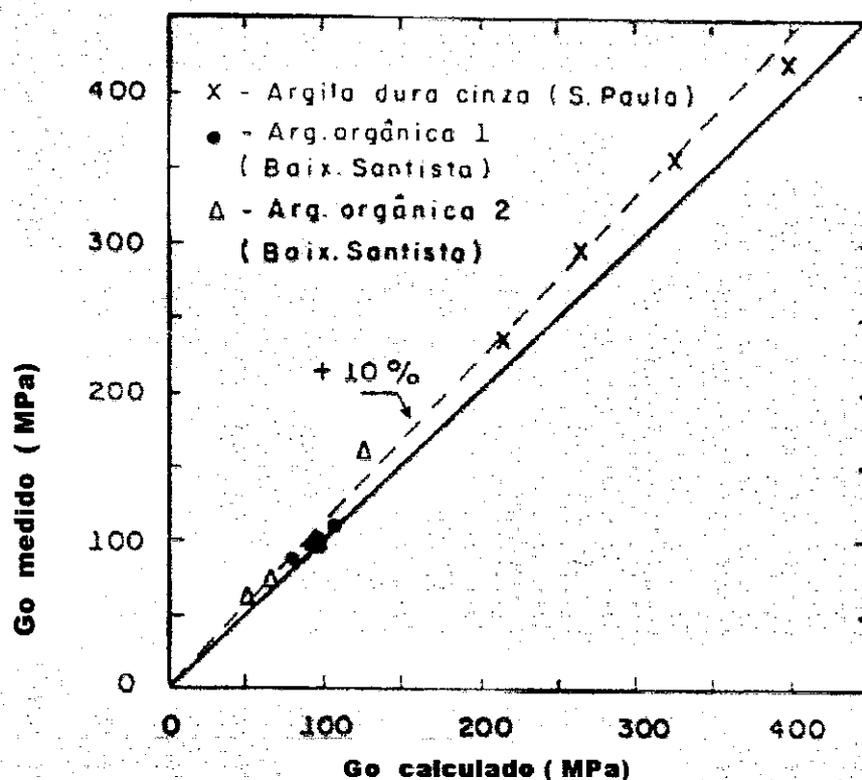


Figura 2.35: Comparação entre os valores de  $G_0$  medido em ensaios de coluna ressonante e os calculados a partir da expressão de HARDIN (1978). Argilas Sedimentares saturadas, segundo BARROS 1990.

Para o outro grupo de solos, formado por duas amostras não saturadas, de origem residual com características lateríticas, as diferenças observadas foram significativas, sendo os valores de  $G_0$  cerca de 100 a 150% superiores aos estimados.

Martins (1990) apresentou resultados de ensaios de coluna ressonante realizados em algumas amostras de solos brasileiros. Para as areias compactadas o comportamento foi muito próximo ao apresentado por SEED & IDRIS (1970). Para os ensaios com argilas sedimentares saturadas os resultados apresentaram uma acentuada divergência do modelo de RAMBERG & OSGOOD (1943). Com base nos resultados, MARTINS (1990) sugeriu equações hiperbólicas simplificadas para representar o comportamento de areias e argilas

sedimentares do Brasil, podendo ser utilizadas de forma preliminar em projetos. As expressões estão apresentadas na Figura 2.36.

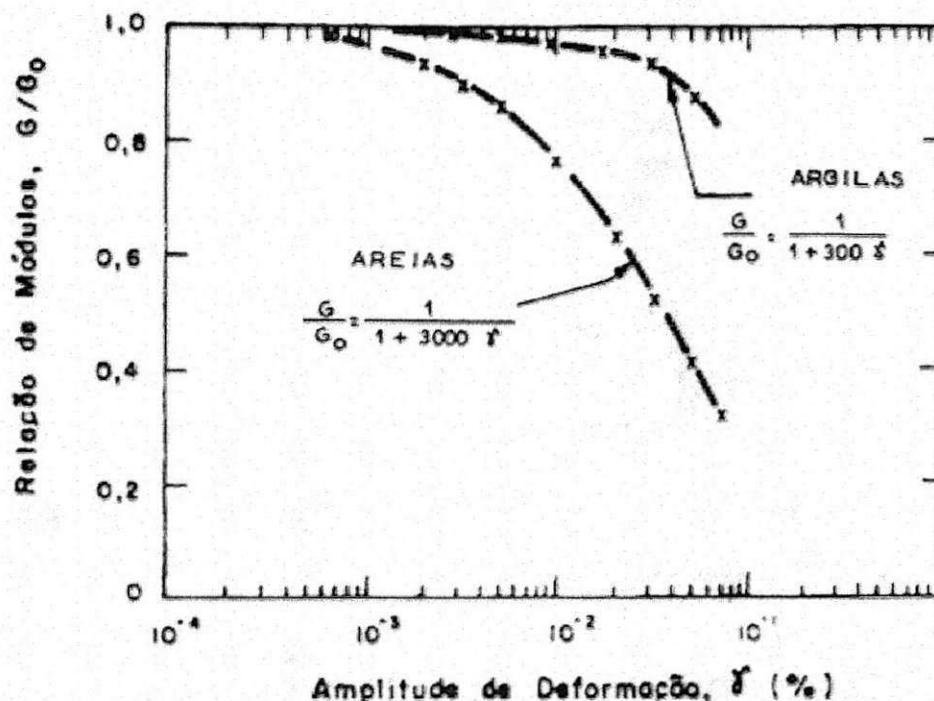


Figura 2.36: Modelo proposto por MARTINS (1990), para representar o comportamento de areias e argilas sedimentares brasileiras (apud GIACHETI, 1991a).

BARROS et al. (1991) e GIACHETI (1991b), analisaram resultados de ensaios de coluna ressonante e *cross-hole* realizados em solos tropicais das cidades de Bauru, São Carlos e Campinas, no interior de São Paulo. A Tabela 2.11 apresenta os perfis dos solos analisados.

Tabela 2.10: Perfil dos solos analisados por BARROS et al. (1991).

LOCAIS	PERFIL DO SOLO
Solo ensaiado da cidade de Bauru	Residual de arenito laterítico, com textura arenosa, parcialmente homogênea com a profundidade.
Solo ensaiado da cidade de São Carlos	Textura areno-argilosa com duas camadas distintas, o sedimento cenozóico laterítico sobre o solo residual de arenito saprolítico.
Solo ensaiado da cidade de Campinas	Residual de diabásico, argiloso com duas camadas distintas, uma de argila porosa laterítica e outra silto-argilosa saprolítica.

BARROS et al. (1991) analisaram somente os resultados dos ensaios de coluna ressonante realizados nos solos lateríticos e concluíram o que e se segue:

- os valores estimados e medidos de  $G_0$  apresentaram uma variação na faixa de 35 a 230%;
- na variação do módulo de cisalhamento com a deformação observaram, além do efeito da pressão confinante, uma redução do módulo com a deformação, sendo maiores para os solos de Bauru e São Carlos do que a proposta por SEED & IDRIS (1970) em areias;
- sugeriram que: “as variações estão relacionadas à presença, nos solos lateríticos, de agregados cimentados estáveis formados pelo processo de laterização e à sua condição não saturada”. Como já foi visto anteriormente o efeito da cimentação e da não saturação do solo pode levar a um aumento de  $G_0$ , como pode ser observado na Figura 2.37.

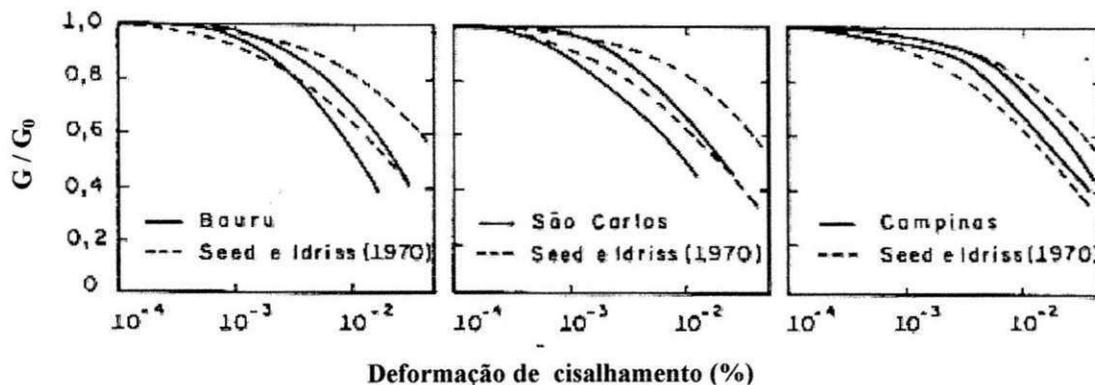


Figura 2.37: Faixas de variação das curvas de redução do módulo com a deformação confrontada com a proposta de SEED E IDRIS (1970) para areias, segundo BARROS et al. 1991.

GIACHETI (1991b) analisou todos os resultados, tanto de coluna ressonante como os resultados dos ensaios *cross-hole* do três locais mencionados, tanto os lateríticos como os saprolíticos e concluiu que :

- os valores de  $G_0$  dos solos saprolíticos medidos em laboratório foram maiores do que os estimados pela expressão de HARDIN (1978), porém menores do que as observadas nos solos lateríticos em torno de 25 a 90%.
- para os solos analisados, sugeriu a aplicação da expressão de HARDIN (1978), com novos coeficientes A e n para cada um dos locais. A Tabela 2.12 apresenta os novos coeficientes para os solos analisados.

Tabela 2.11: Coeficientes apresentados por GIACHETI (1991), para os solos analisados.

Locais	Amostras Lateríticas		Amostras Saprolíticas	
	A	n	A	n
Bauru	910	0,45	-	-
São Carlos	1125	0,43	837	0,54
Campinas	1397	0,28	1096	0,35

- Os valores de  $V_s$  determinados nos ensaios *cross-hole* e comparados com os valores estimados pelo ensaio de SPT, usando expressões propostas por OTHA e GOTO (1978), foram superiores aos estimados, principalmente para os solos lateríticos;
- Baseado nos resultados obtidos, o autor sugeriu para o conjunto de solos lateríticos analisados as expressões:

$$V_s = 205,97 \cdot N^{0,239} \quad \text{com } cc = 0,891 \quad 2.36$$

$$V_s = 217,92 \cdot H^{0,193} \quad \text{com } cc = 0,927 \quad 2.37$$

PRADO (1994), apresentou resultados de ensaios *cross-hole* realizados no canteiro de obra da estação do metrô de Vila Madalena em São Paulo. A correlação obtida entre  $G_0$  e  $N$  do SPT foi a seguinte :

$$G_0 = 133,6 + 7,874N \quad 2.38$$

Onde,  $G_0$  é dado em MPa

PRADO & SHUKOWSK (2000) apresentaram e discutiram resultados de ensaios *cross-hole* abordado nos aspectos ligados à instrumentação e aquisição de dados. Propuseram correlações empíricas entre os resultados dos ensaios sísmicos e os de sondagem à percussão SPT com altura de queda de 0,75m e de 0,45m, baseadas em expressões do tipo:

$$G_0 = a_1 + b_1 N \quad 2.39$$

$$E = a_2 + b_2 N \quad 2.40$$

Onde,  $E$  módulo de Young dinâmico,  $a_1$ ,  $b_1$ ,  $a_2$  e  $b_2$  parâmetros das fórmulas empíricas.

Os autores verificaram uma boa correlação entre os índices  $N$  do ensaio SPT e os parâmetros dinâmicos  $G_0$  e  $E$ , principalmente para a altura de queda padrão de 0,45 m.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### 3.1 Local Estudado

A área de estudo encontra-se no Município de Pederneiras, no km 11 da Rodovia SP 261, situado na região centro-oeste do Estado de São Paulo, distante 30 km do Município de Bauru e 22 km de Jaú, conforme mostra a Figura 3.1.

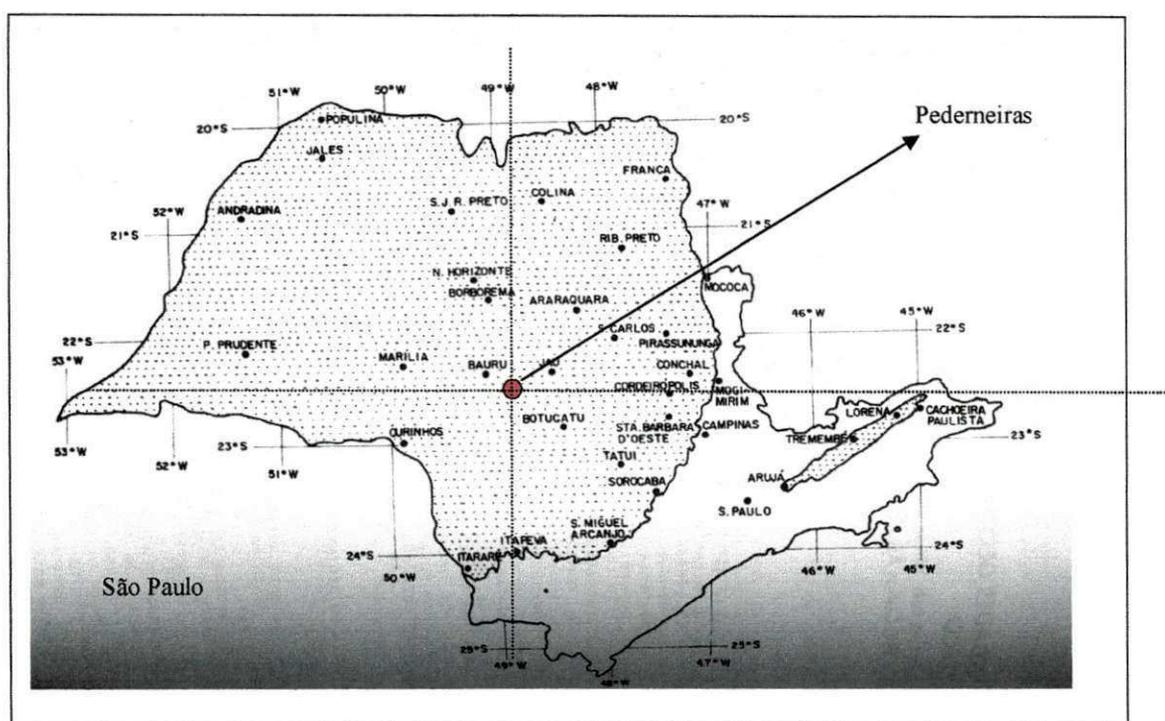


Figura 3.1: Localização do município de Pederneiras (FÚLFARO & BJOMBERG, 1993).

### 3.2 Geologia da Região

A geologia da região está inserida no Grupo São Bento, Formação Serra Geral, de idade Jurássico-Cretáceo, constituídos por basaltos em derrames tabulares superpostos e arenitos intercalados. A região encontra-se em área limítrofe aos terrenos da Formação Adamantina do Grupo Bauru, como mostra a Figura 3.2.

Na área de estudo constata-se uma camada de solo residual silto-argiloso de cores marrom e vermelho, com mais de 20 metros de espessura. Sotoposto a esta, encontra-se areia fina a muito fina siltosa, por vezes argilosa, mostrando um certo retrabalhamento das areias.

Não raro observam-se fragmentos e seixos de basalto alterado. A Foto 3.1 mostra uma vista geral da área de estudo.

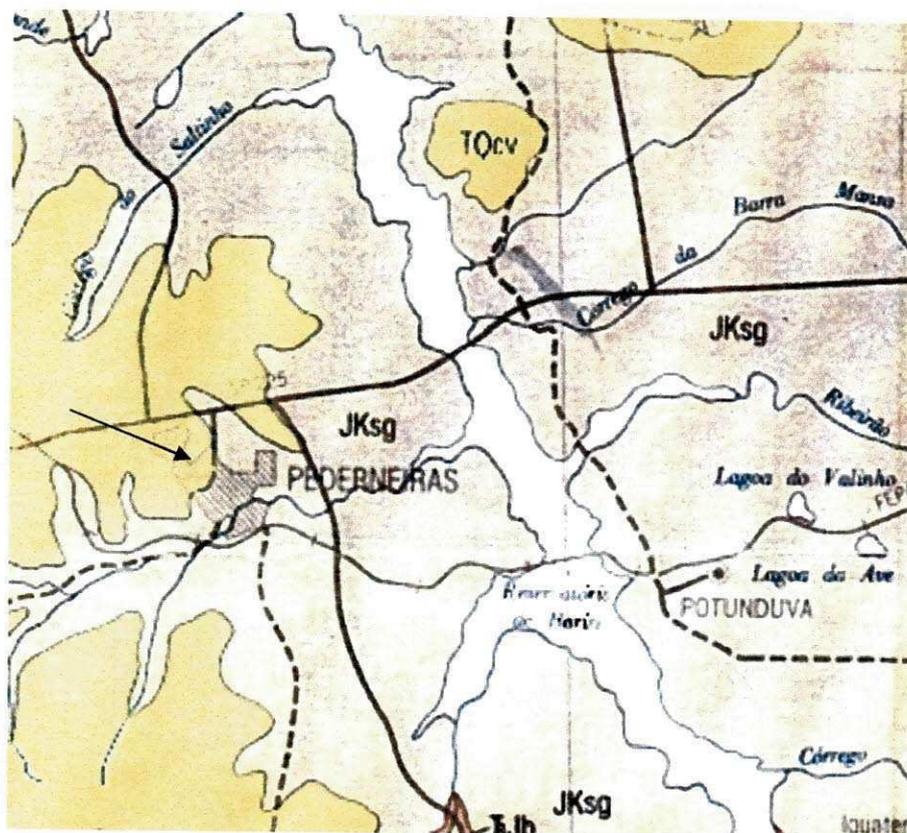


Figura 3.2: Mapa geológico da região de Pederneiras - SP (IPT, 1984).



Foto 3.1 Vista geral da área de estudo

Na análise dos perfis de quase 50 sondagens de simples reconhecimento com SPT realizadas na área em estudo, observa-se a predominância de sedimentos arenosos, mais característicos da Formação Adamantina. O solo é caracterizado por um substrato areno-argiloso alóctone. À medida que o perfil se aprofunda o solo vai se tornando mais argiloso, encontrando solos residuais de basalto a uma profundidade média de 5m.

Especificamente no local dos ensaios predominaram areias finas a muito finas, argilosas, por vezes siltosas, vermelhas, e um nível de silte argiloso, duro, de cor vermelha com nódulos de argila branca.

A localização da área mostra que ela está na região transicional entre a Formação Serra Geral e a Formação Adamantina. Trata-se de uma área de clima tropical, onde o solo foi modificado pelas longas estações (chuvosas e secas), causando uma evolução pedogenética no solo. O material de cobertura, proveniente do Grupo São Bento, encontra-se em fase de laterização. Constatam-se duas regiões distintas separadas por uma fina linha de fragmentos de quartzo, a primeira de sedimentos inconsolidados e a segunda por solo residual. As características geológicas deste solo produzem algumas informações importantes para a engenharia, como a alta erodibilidade e estrutura colapsível do solo.

### **3.3 Campo Experimental**

O programa de investigação do subsolo da área em estudo contou com 46 sondagens de simples reconhecimento com SPT. As sondagens foram identificadas de SP 1 à SP 46 e a localização de cada sondagem encontra-se na Figura 3.3. As sondagens SPT foram realizadas em conformidade com as Normas Brasileiras *NBR 6484(2001)* – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.

Para complementação do programa de investigação do solo foram realizados ainda ensaios de sondagens elétricas verticais, e ensaios de penetração do cone elétrico (CPT).

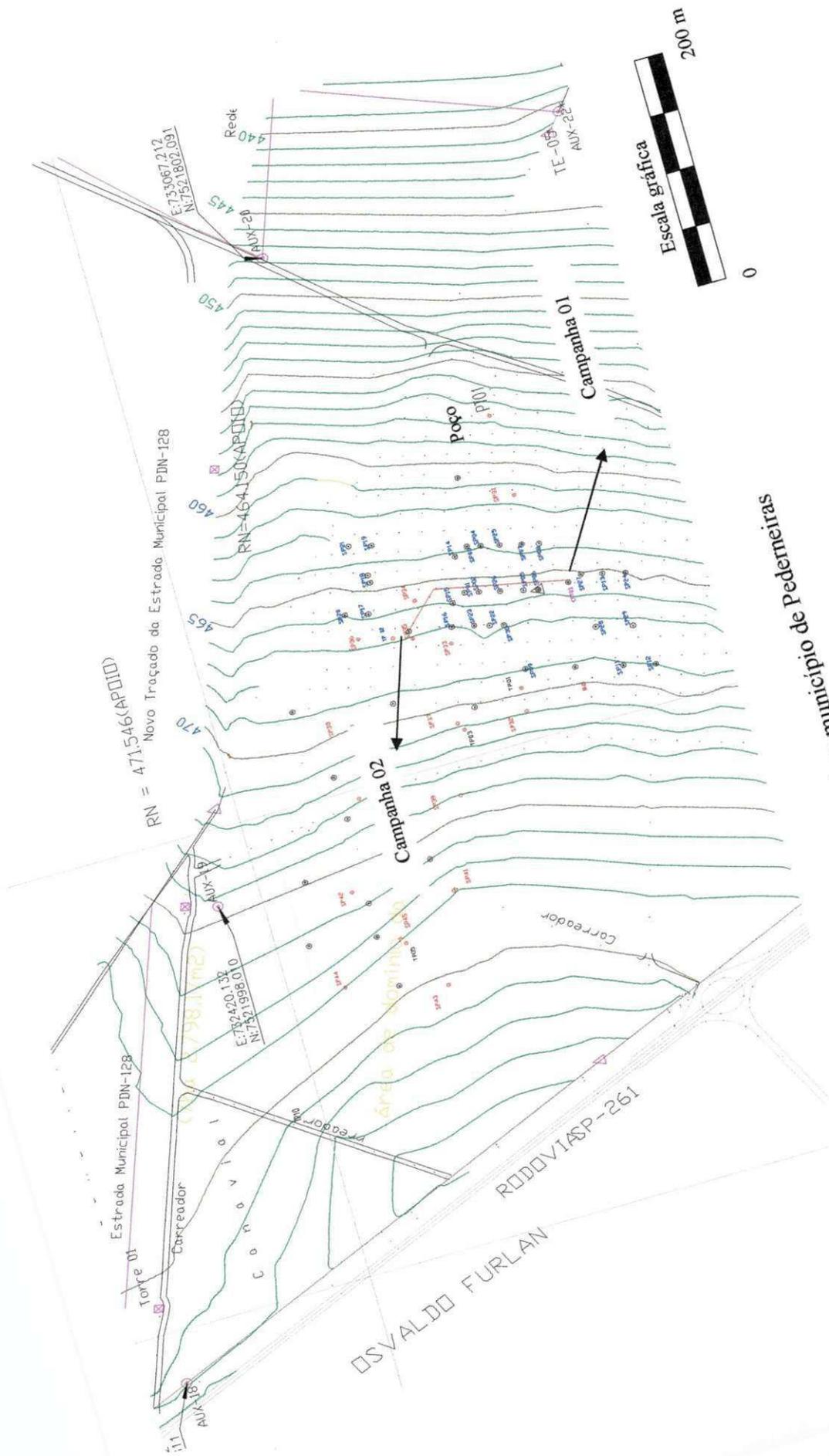


Figura 3: Localização do campo experimental no município de Pedreiras

### 3.4 Caracterização Geotécnica

#### 3.4.1 Poço de exploração

Foram realizados ensaios para caracterização e determinação dos índices físicos do solo. As amostras foram coletadas por meio de poços de exploração, sendo um poço PT01 (Figura 3.4) na primeira campanha até 12,5m de profundidade e seis poços na segunda campanha TP01 à TP 06 (Figura 3.4), até 6,0 m de profundidade.

Foram retiradas amostras deformadas a cada 0,5 m de escavação e amostras indeformadas a cada 1m escavado. Foram tomados os cuidados necessários para garantir a conservação de todas as características do local.

#### 3.4.2 Caracterização do perfil de solo estudado.

A Figura 3.4 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização, granulometria, limites de consistência e teor de umidade natural do poço de exploração PT01.

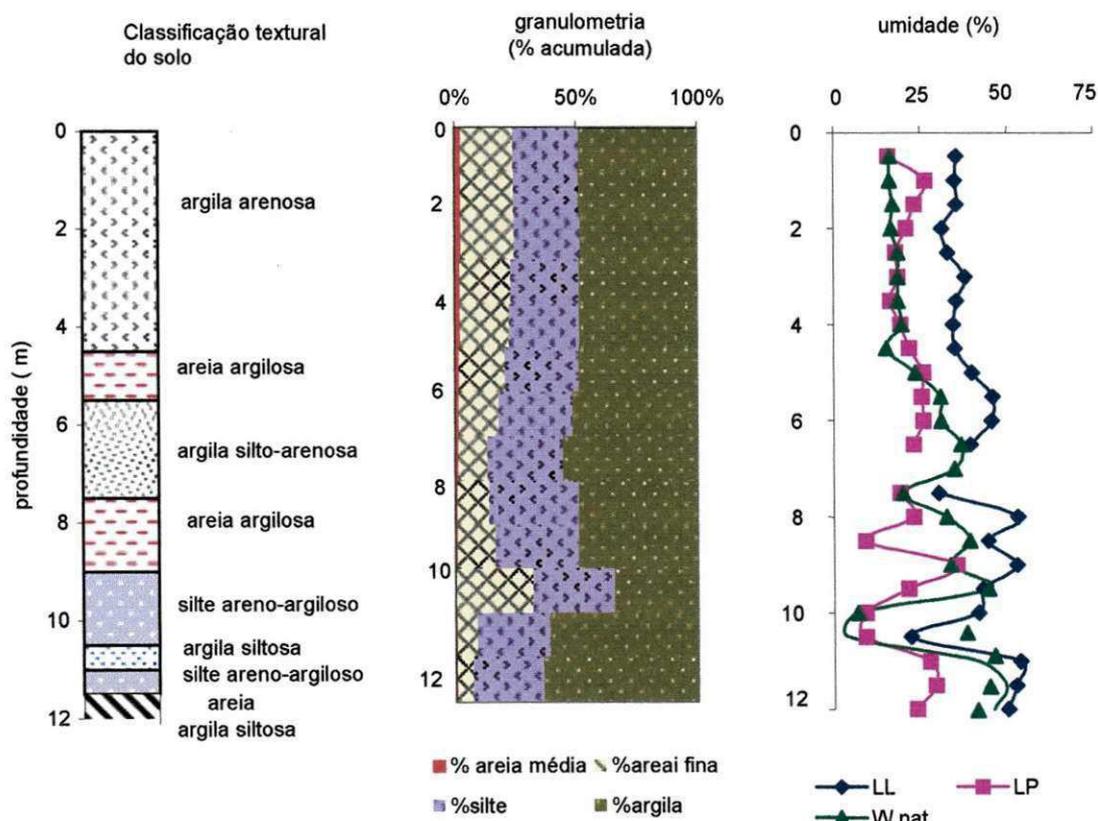


Figura 3.4: Ensaios de caracterização (granulometria, limites de consistência e teor de umidade) das amostras do poço de exploração da 1ª campanha.

A Figura 3.5 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização, granulometria, limites de consistência e teor de umidade natural de um dos poços de exploração, no caso o poço TP03, localizado entre as duas campanhas de ensaios e com uma profundidade de 6m.

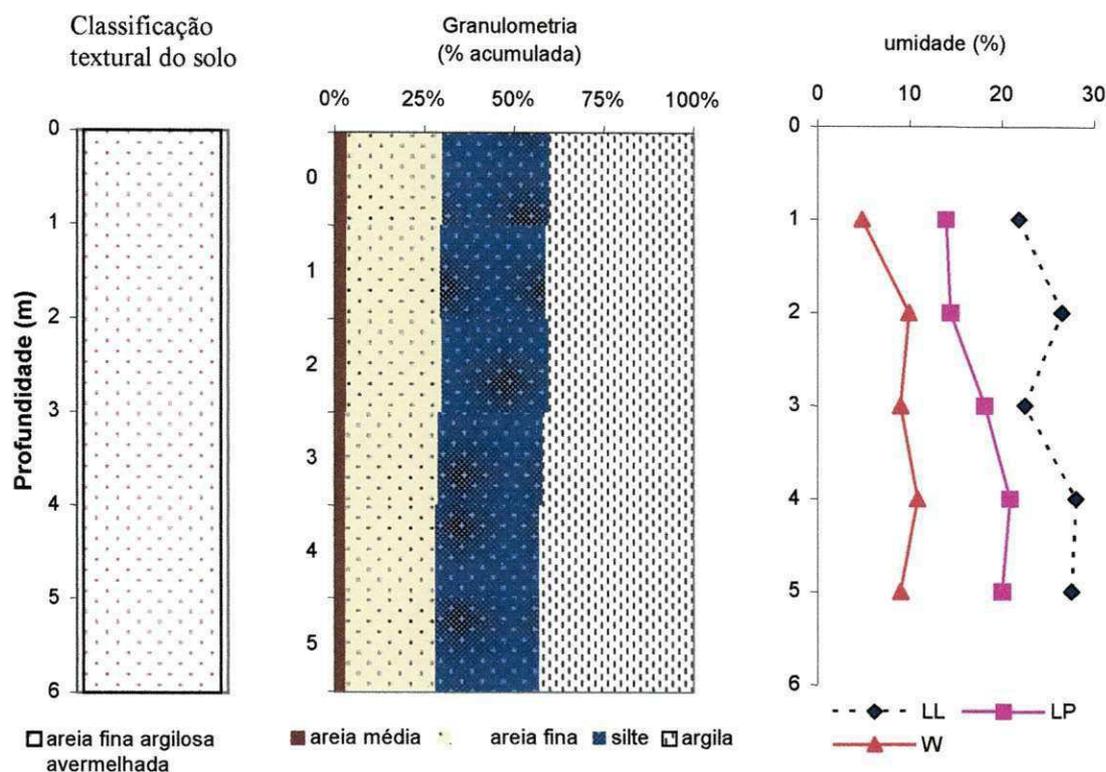


Figura 3.5: Ensaios de caracterização (granulometria, limites de consistência e teor de umidade) de amostras do poço de exploração TP 03 da 2ª campanha.

### 3.4.3 Sondagem SPT.

Na área de estudo foram realizadas sondagens de simples reconhecimento com SPT. Os ensaios foram executados de acordo com os procedimentos preconizados na Norma NBR 6484 (2001), da ABNT.

Os valores da resistência à penetração, expresso pelo número de golpes (N), possibilita estimar através de correlações empíricas, parâmetros mecânicos dos solos.

A Figura 3.3 apresenta a localização das sondagens SPT, SP 01 à SP 46, executadas na área de estudo. As sondagens foram executadas em duas campanhas distintas. Na primeira campanha foram executadas 30 sondagens (SP 01 à SP 30) e na segunda campanha 16 sondagens (SP 31 à SP 46).

Na Figura 3.6 e 3.7, estão representados os valores médios, máximos, mínimos e desvio padrão dos resultados das sondagens de SPT obtidos na primeira e na segunda campanha, respectivamente. Para a segunda campanha foram representados apenas os resultados até a

profundidade de 15m. Para as profundidades acima de 15m, alguns valores de N foram excessivamente elevados.

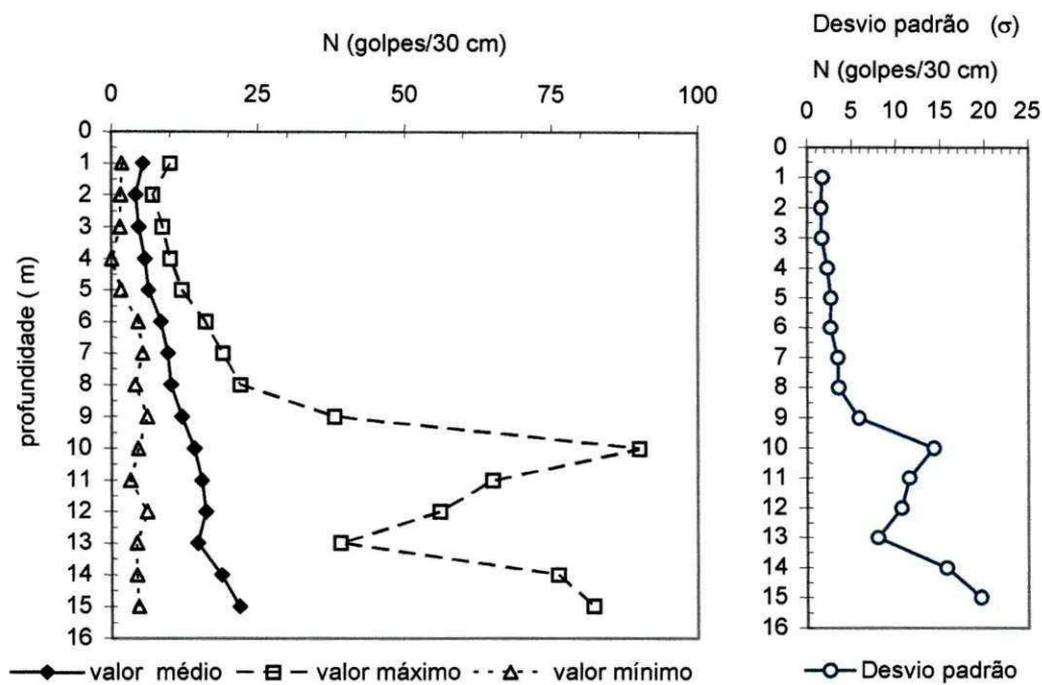


Figura 3.6: Valores de N (médios, mínimos, máximos e desvio padrão) da 1ª campanha.

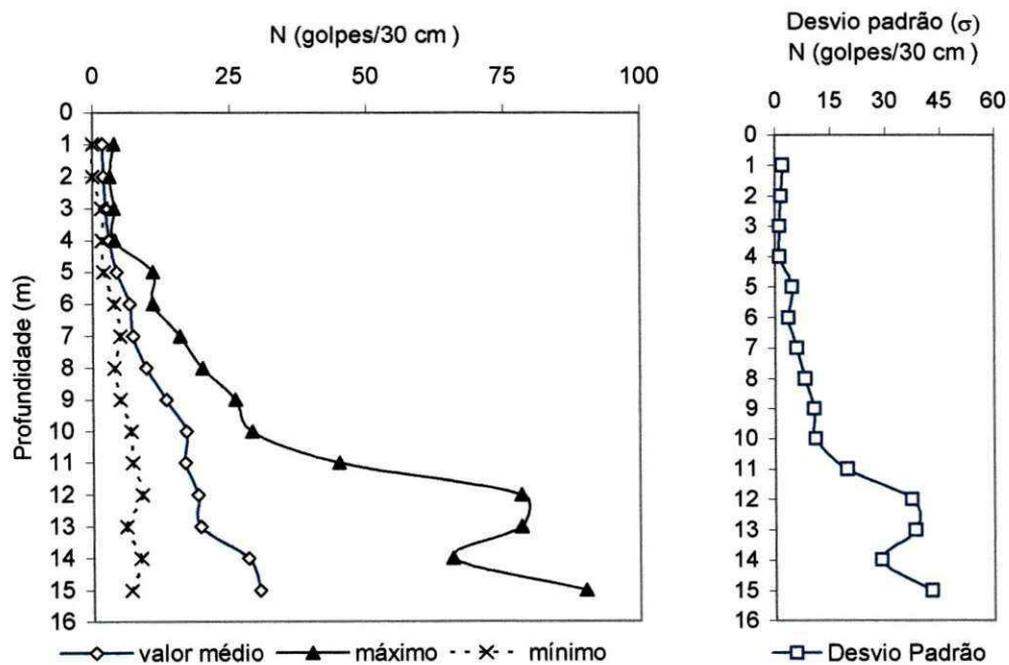


Figura 3.7 Valores de N (médios, mínimos, máximos e desvio padrão) da 2ª campanha.

### 3.4.4 Sondagem CPT

Foram realizados 10 furos de sondagem com o cone elétrico. Os pontos correspondentes aos ensaios realizados estão identificados na Figura 3.10. Os ensaios foram executados de acordo com a Norma Brasileira ABNT- 12069, 1991.

Figura 3.8 apresenta o resultado do ensaio de cone elétrico CPT 03 localizado próximo a sondagem de simples reconhecimento SP 06.

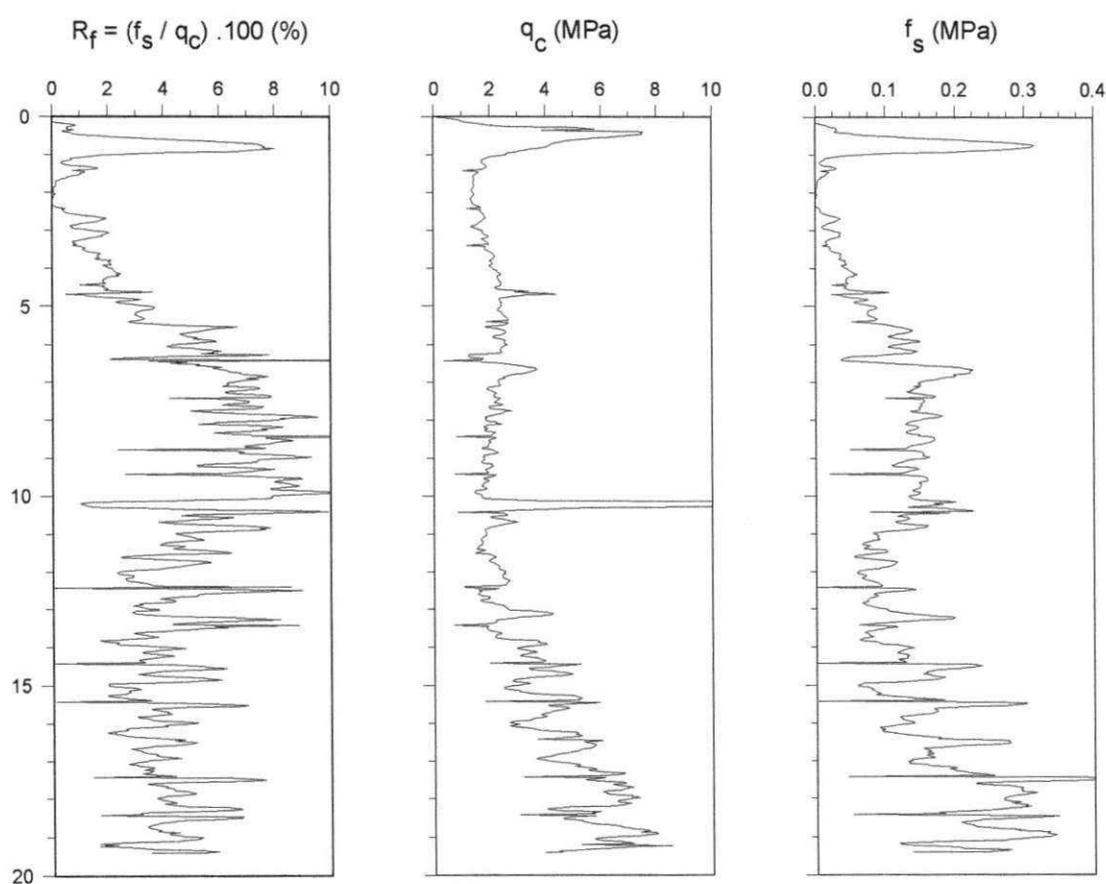


Figura 3.8: Resultado de sondagem CPT 03, localizada próxima à sondagem SP 06.

### 3.4.5 O ensaio *Cross-hole*

#### (a) Aspectos Gerais

Os ensaios para determinação dos parâmetros dinâmicos dos solos realizados na área de estudo foram ensaios *cross-hole*. Dos métodos sísmicos disponíveis para a determinação de parâmetros dinâmicos de solos em campo, essa técnica é uma das mais eficazes.

A técnica sísmica de *cross-hole* tem como principal objetivo a determinação das velocidades das ondas de compressão (P) e de cisalhamento (S). É um ensaio não destrutivo que abrange grandes volumes de maciço.

#### (b) Procedimentos básicos do ensaio

O ensaio *cross-hole* consiste em se colocar uma fonte mecânica geradora de ondas elásticas num furo e pelo menos dois geofones triaxiais em outros dois furos alinhados com o primeiro, todos no mesmo nível conforme mostra Figura 3.9. A fonte mecânica irá produzir ondas de compressão e de cisalhamento. O momento da chegada das ondas é captado em cada um dos geofones.

Para execução do ensaio é necessário um cuidado especial na abertura e preparação dos furos, uma vez que se trata de uso de equipamentos caros, que devem ser apoiados perfeitamente ao terreno e a grandes profundidades. Os furos devem ter o menor diâmetro possível, segundo a norma norte-americana (ASTM -D4428/D4428M). Recomenda-se não ultrapassar 165 mm, para que um pequeno volume de maciço seja afetado nas vizinhanças da perfuração. O espaçamento entre os furos deve ser observado com cuidado, pois as ondas transmitidas diretamente entre fonte e geofones devem ser registradas nos sismógrafos antes das ondas refratadas. PRADO & SHUKOWSKY (2000) constataram que o espaçamento de 10 m entre fontes e geofones mostrou-se inadequado para os estudos de correlações com os parâmetros dinâmicos dos solos, e mostraram que o espaçamento de 5 m é o mais indicado para ensaios em maciços terrosos. Para os horizontes de solo, deve-se usar um espaçamento entre fonte e receptor de 2 a 6 m.

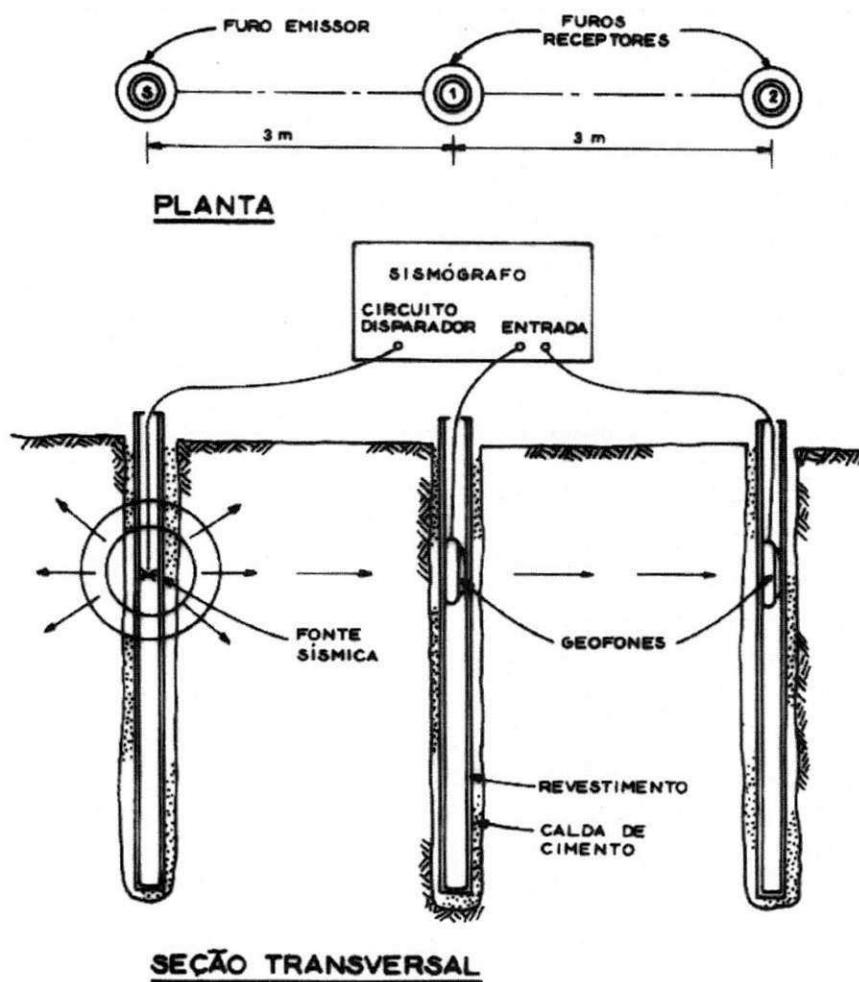


Figura 3.9 Esquema do ensaio sísmico (ASTM - D4428/D4428M - 84).

### 3.5 Execução do ensaio

#### 3.5.1 Aspectos gerais do ensaio

Foram executadas duas campanhas de ensaios *cross-hole*. A Figura 3.10 mostra a localização desses ensaios. Cada campanha de ensaios dista uma da outra cerca de 142 m e a direção de propagação das ondas é praticamente ortogonal.

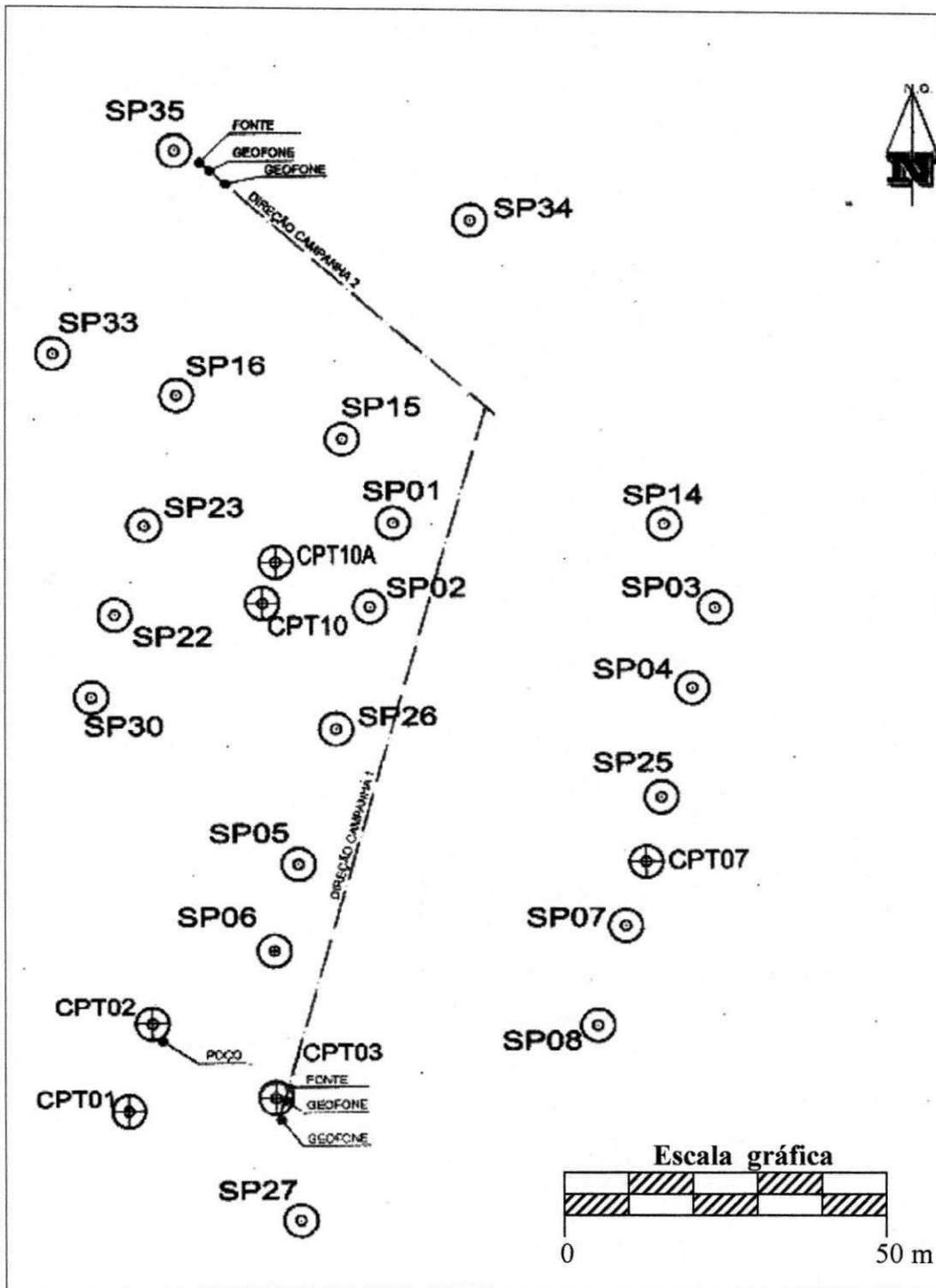


Figura 3.10: Localização dos ensaios realizados na área de estudo

### 3.5.2 Abertura dos furos de sondagem

Os furos preparados nos dois locais investigados foram abertos com um trado manual motorizado, na 1ª campanha (Foto 3.2 a), e com uma sondagem rotativa, na 2ª campanha (Foto 3.2b).

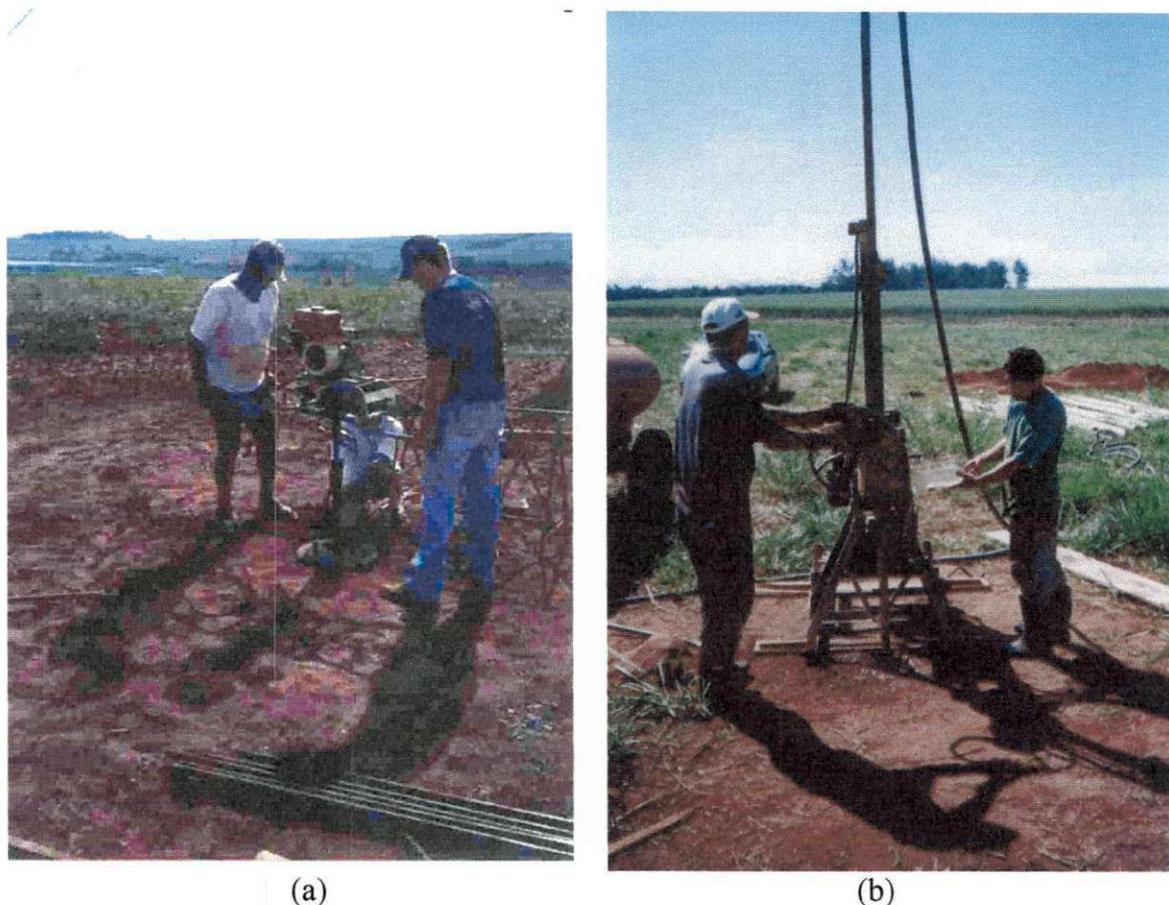


Foto 3.2: Abertura de furos dos ensaios (a) com trado manual motorizado para realização da 1ª campanha de ensaios (b) com sondagem rotativa na 2ª. campanha

Os furos foram revestidos com tubo de PVC de 100mm de diâmetro e empregou-se espaçadores a cada 1,5 m, garantindo o espaçamento entre o tubo de PVC e o furo, que foram preenchidos com calda de cimento, conforme mostra a Figura 3.11. A calda de cimento foi prepara de modo que sua densidade fosse próxima da densidade do solo.

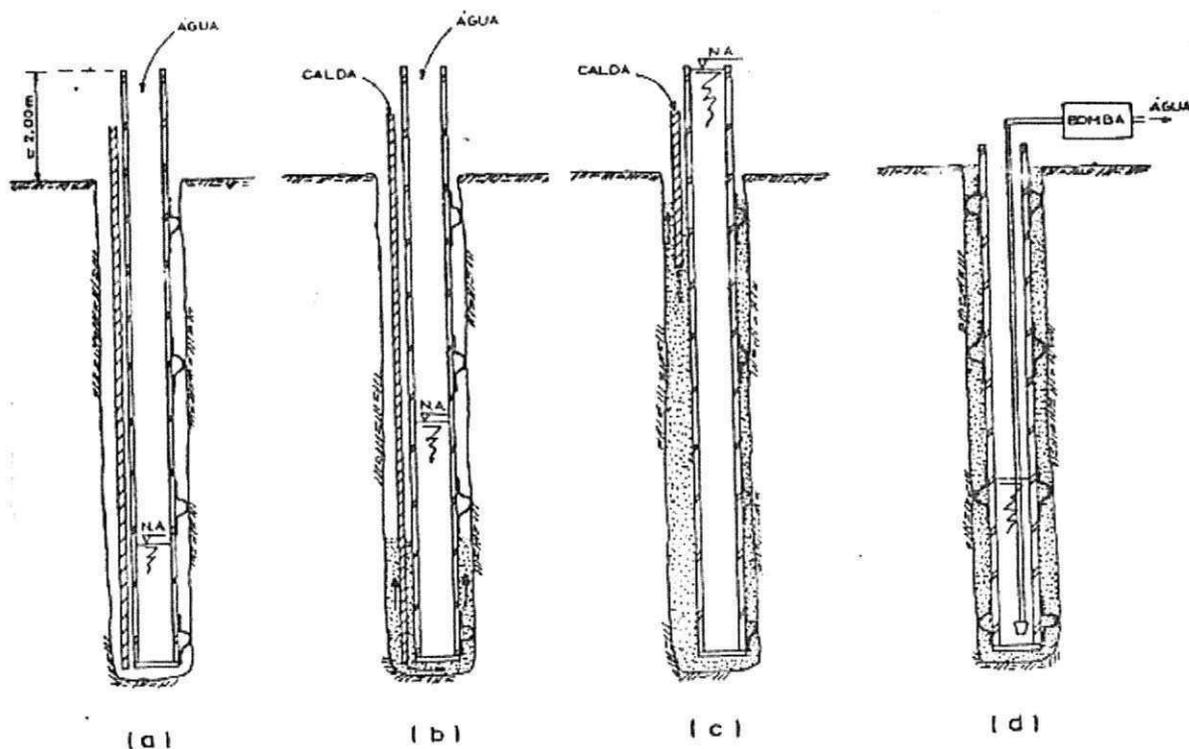


Figura 3.11: Técnica utilizada para preparação dos furos dos geofones. O espaço entre o tubo e o furo foi preenchido com calda de cimento (GIACHETI, 1991b).

a) Aspectos gerais da 1ª campanha de ensaios.

Na primeira campanha o ensaio foi executado próximo a sondagem SP 06 e exatamente no furo aberto pelo ensaio de cone CPT 03, conforme Figura 3.10. O ensaio foi realizado até a profundidade de 12 m, com medidas a cada 0,5 m. O arranjo constituído de três furos alinhados, foram espaçados entre si de 2 e 3 m.

b) Aspectos gerais da 2ª campanha de ensaios.

Na segunda campanha o ensaio foi executado próximo ao furo de sondagem SP 35, conforme Figura 3.10 O ensaio foi realizado até a profundidade de 23 m, com medidas a cada 1,0m. O arranjo constituído de três furos alinhados, foram espaçados entre si de 2 e 3,1m. A Foto 3.3 mostra o ensaio sendo feito no local, na segunda campanha.



Foto 3.3: Ensaio *cross hole* sendo feito no local de estudo. Segunda campanha de ensaio.

### 3.5.3 Equipamentos utilizados

#### a) Geofones

##### Primeira Campanha

Foram utilizados receptores triaxiais, modelo DHTG de fabricação GISCO, como mostrado na Foto 3.4, com as componentes dispostas ortogonalmente entre si, sendo duas horizontais e um vertical.



Foto 3.4: Geofones Triaxiais modelo DHTG de fabricação GISCO.

## Segunda Campanha

Foram utilizados receptores triaxiais, dois conjuntos de geofones do tipo bobina móvel, com uma componente vertical e duas horizontais, constituído de corpo cilíndrico de PVC, com mecanismo de fixação na parede do furo através de uma borracha pneumática inflada a partir da superfície, como mostrado na Foto 3.5.



Foto 3.5: Geofones triaxiais usados na segunda campanha.

### b) Fontes Sísmicas

#### Primeira Campanha

Foi utilizada nesta campanha uma fonte do tipo martelo sísmico, modelo DHSW de fabricação GISCO. INC. (Foto 3.6), podendo ser fixada em qualquer nível do furo por uma borracha pneumática, inflada por uma bomba de ar localizada na superfície do terreno, empurrando-a contra a parede do furo até a perfeita fixação. A vantagem deste dispositivo é que gera predominantemente ondas de cisalhamento e permite produzir golpes de cima para baixo e vice-versa, polarizando assim as ondas transversais, o que auxilia na identificação do momento da chegada das ondas S.



Foto 3.6: Fonte sísmica tipo martelo sísmico, modelo DHSW de fabricação GISCO. INC.

### Segunda Campanha:

Nesta campanha os ensaios foram realizados em duas fases distintas. Na primeira fase foi utilizada uma fonte mecânica da Bison, modelo 1465-1 (Foto 3.7), constituída de um martelo com um corpo fixo e um batedor corrediço, com mecanismo de fixação através de sapatas ativadas hidráulicamente, para identificação de ondas de cisalhamento (S).



Foto 3.7: Fonte mecânica da Bison, modelo 1465-1, utilizada para identificação de ondas de cisalhamento "S".

Na segunda etapa dessa campanha de ensaios foi utilizada uma fonte do tipo explosiva, mini air-gun (Foto 3.8), para identificação das ondas de compressão (P). Repetiu-se então o procedimento utilizado com a fonte martelo sísmico.



Foto 3.8: Fonte do tipo explosiva utilizada para Identificação das ondas de compressão “P”.

### c) Sismógrafos

#### Primeira campanha

Nesta campanha de ensaios foi utilizado um sismógrafo digital de 24 canais, modelo DAS-1 de fabricação OHYO GEOSPACE, fabricado pela Oyo-Geospace Inc, para armazenar os dados (Foto 3.9).

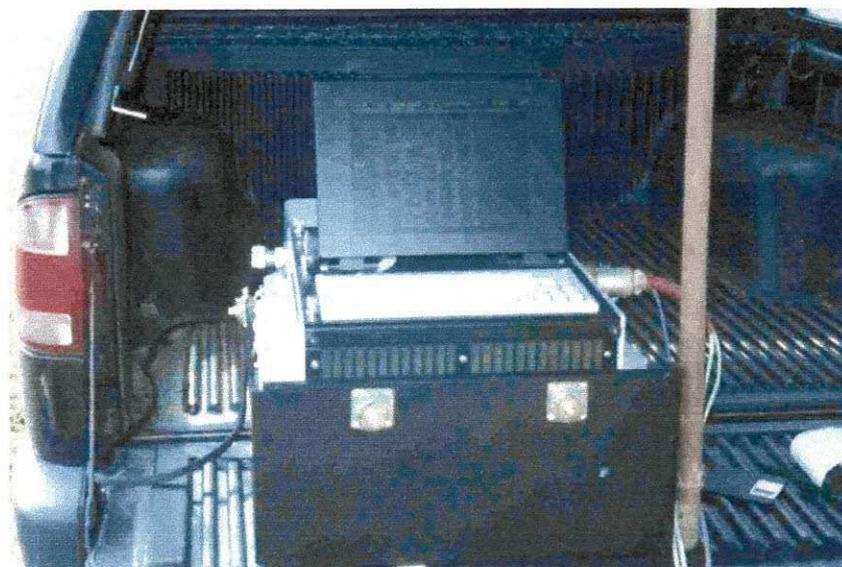


Foto 3.9: Sismógrafo digital de 24 canais, modelo DAS-1 de fabricação OHYO GEOSPACE

### Segunda campanha

Para a segunda campanha foi utilizado um sismógrafo digital da Bison, modelo 1580-1, de seis canais de alta resolução e com bastante flexibilidade na análise dos sinais (Foto 3.10)



Foto 3.10: Sismógrafo digital da Bison, modelo 1580-1.

Para obtenção dos registros empregou-se um microcomputador portátil interfaceado com o sismógrafo e dotado de software de gravação e tratamento de dados.

### 3.5.4 Interpretação dos Sinais

A interpretação dos sinais consiste na identificação precisa, nos registros de campo, do momento em que foi detectada a chegada das ondas de compressão (P) e de cisalhamento (S). O momento de chegada das ondas P corresponde sempre à primeira deflexão do sinal, como mostra a Figura 3.12. A identificação dos sinais podem ficar prejudicada em caso de muito ruído no local do ensaio. As ondas P podem ser melhor definidas com o recurso de soma dos sinais obtidos pelo equipamento de registro em questão.

As ondas S caracterizam-se por um aumento na amplitude do sinal e também pelo fato de se polarizarem, ou seja, invertendo-se o sentido do golpe no ensaio de campo, todas as fases correspondentes às ondas de cisalhamento aparecem de forma invertida, o que pode ser observado também na Figura 3.12.

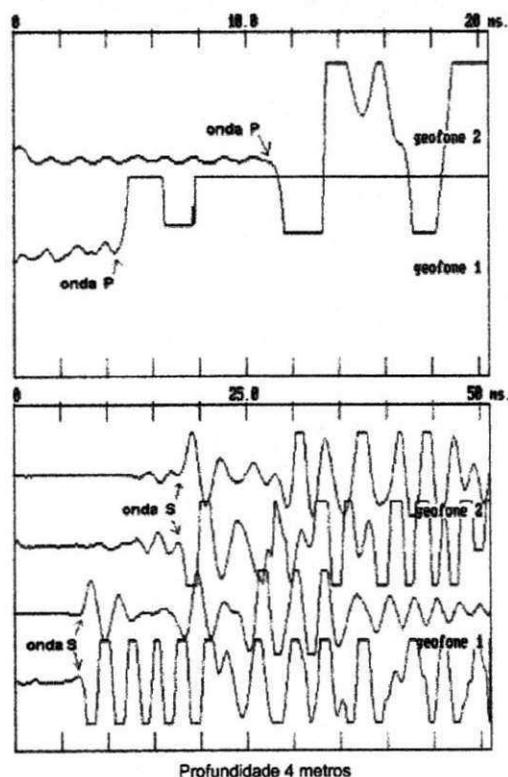


Figura 3.12: Registro típico para determinação do momento de chegada das ondas S e P. Dados obtidos em ensaio da 2ª campanha a uma profundidade de 4m.

### 3.5.5 Parâmetros obtidos

Dos registros dos ensaios, foram medidos os tempos de percurso das ondas P e S, e determinadas as velocidades de propagação destas ondas. Com as velocidade das ondas  $V_P$  (compressão) e  $V_S$  (de cisalhamento) e conhecendo a massa específica do material ( $\rho$ ), calculou-se os módulos dinâmicos de Young ( $E$ ) e de cisalhamento máximo ( $G_0$ ), e os coeficientes de Poisson dinâmicos ( $\nu$ ), utilizando as equações deduzidas da teoria da elasticidade, e já discutidas na revisão da literatura, e rerepresentadas a seguir.

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2 \quad 3.1$$

$$\nu = \frac{1/2 \left( V_P / V_S \right)^2 - 1}{\left( V_P / V_S \right)^2 - 2} \quad 3.2$$

$$E = \frac{\rho \cdot V_P^2 \cdot (1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)}{(1 - \nu)} \quad 3.3$$

## RESULTADO DOS ENSAIOS *CROSS-HOLE*

Resultados de ensaios *cross-hole* em termos de velocidade de propagação de ondas de compressão (P) e de cisalhamento (S) para as duas campanhas de ensaios realizados são apresentados nas Figuras 4.1 e 4.2. Essas figuras mostram a variação com a profundidade das velocidades de propagação das ondas P e S, os valores dos módulos dinâmicos (E e  $G_o$ ) e dos coeficientes de Poisson dinâmico ( $\nu$ ), obtidos no ensaios *cross-hole* das 1ª e 2ª campanhas respectivamente, e também o resultado de uma sondagem mais próxima ao furo.

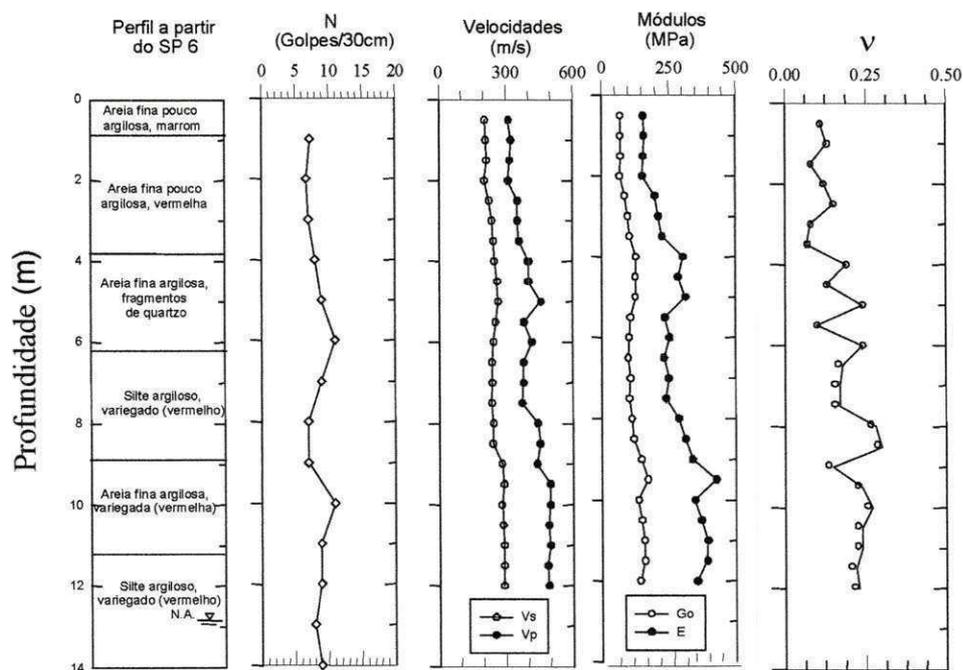


Figura 4.1: Resultados da 1ª campanha de ensaios *cross-hole* próximo ao SP 06. Valores de  $V_s$ ,  $V_p$ , módulos E e  $G_o$  e coeficiente de Poisson.

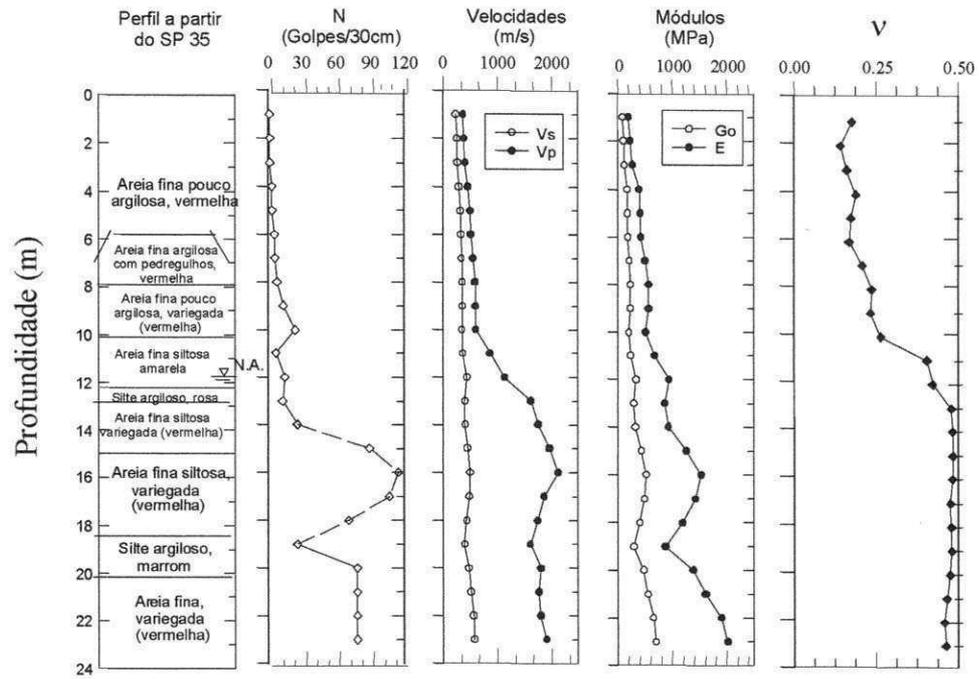


Figura 4.2: Resultados da 2ª campanha de ensaios *cross-hole* próximo ao SP 35. Valores de  $V_s$ ,  $V_p$ , módulos  $E$  e  $G_o$  e coeficiente de Poisson.

## ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 5.1 Velocidade de ondas

Os resultados de ensaios *cross-hole* apresentados nas Figuras 4.1 e 4.2, serão discutidas a seguir.

#### 5.1.1 Primeira campanha

Os resultados apresentados na Figura 4.1 mostram, para a 1<sup>a</sup>. campanha de ensaios, uma tendência nítida de aumento contínuo da velocidade com a profundidade, tanto para as ondas S quanto para as ondas P, até a profundidade de 5 m. De 5 a 9 m nota-se uma redução nos valores de  $V_P$  e  $V_S$ , onde ocorre uma camada de silte argiloso, voltando a crescer entre 9 a 10 m e tornando-se praticamente constante a partir daí, novamente em uma camada de silte argiloso.

#### 5.1.2 Segunda campanha

Observando-se a Figura 4.2, pode-se notar uma tendência nítida de aumento contínuo da velocidade com a profundidade, tanto para as ondas S quanto para as ondas P. Em relação às ondas S, observa-se uma sensível diminuição de velocidade próxima a profundidade de 19 m. Este fato motivou, durante os ensaios de campo, o reposicionamento da fonte sísmica na profundidade de 19,5 m para observar o real intervalo onde estaria havendo essa mudança de comportamento. Os sismogramas obtidos a 19,5 m gerando-se impactos de cima para baixo e de baixo para cima, apresentaram comportamentos distintos, indicativo de interface entre meios com diferentes propriedades elásticas.

A análise da sondagem SP 35, próxima a essa campanha de ensaios, indicou a presença de uma camada de silte argiloso, duro, de cor marrom, com nódulos de argila branca, intercalada com areias finas a muito finas, compactas, de cor variegada. Os valores mais baixos de velocidade da onda S estão associados à ocorrência deste silte; o mesmo efeito parece ser observado em relação à onda P, ou seja, diminuição de

velocidade, apesar de um pouco mascarado pela presença do lençol freático que satura os sedimentos nessa profundidade.

A presença do lençol freático, a cerca de 12 m de profundidade, fez com que as velocidades de propagação das ondas P atingissem valores da ordem de 1.700 m/s ou superiores. Na segunda campanha de ensaios, os valores de  $V_P$  entre os níveis 11 e 13 metros (onde se observa o aumento crescente) devem ser entendidos como valores aparentes, ou seja, devem estar associados às trajetórias refratadas na interface representada pelo nível d'água e não representativos de transmissão direta da onda entre fonte e geofones.

## **5.2 Parâmetros Dinâmicos**

### **5.2.1 Primeira campanha**

Os módulos dinâmicos  $E$  e  $G_0$ , como mostra a Figura 4.1, apresentam praticamente as mesmas tendências observadas, respectivamente, para as velocidades das ondas P e S. Já, os valores dos coeficientes de Poisson ( $\nu$ ) apresentaram um valor médio próximo de 0,20, porém, bem variáveis. Neste ensaio o nível d'água não foi atingido.

### **5.2.2 Segunda campanha**

Os módulos dinâmicos  $E$  e  $G_0$ , como mostra a Figura 4.2, apresentam praticamente as mesmas tendências observadas, respectivamente, para as velocidades das ondas P e S, já que os valores da massa específica natural, determinada a partir de amostras indeformadas, coletadas em um poço exploratório aberto no local, foram praticamente crescentes com a profundidade. Já os valores dos coeficientes de Poisson ( $\nu$ ) apresentaram um valor médio próximo de 0,20 acima e 0,45 abaixo do nível d'água, este último valor representativo de solos saturados. Nesta campanha os valores dos coeficientes de Poisson apresentaram menor variação.

## **5.3 Comparação entre os Resultados das Duas Campanhas de Ensaios**

No momento da realização da 2ª campanha de ensaios chamou a atenção as diferenças observadas entre os resultados dos ensaios, o que levou à comparação entre os resultados das velocidades das ondas P e S, ilustrada na Figura 5.1. Estas diferenças foram da ordem de 15% até 5 m de profundidade, onde se observa em diversas

sondagens a ocorrência de uma linha de seixos, e 30 % até os 12 m de profundidade, onde se tem o horizonte de solo saprolítico.

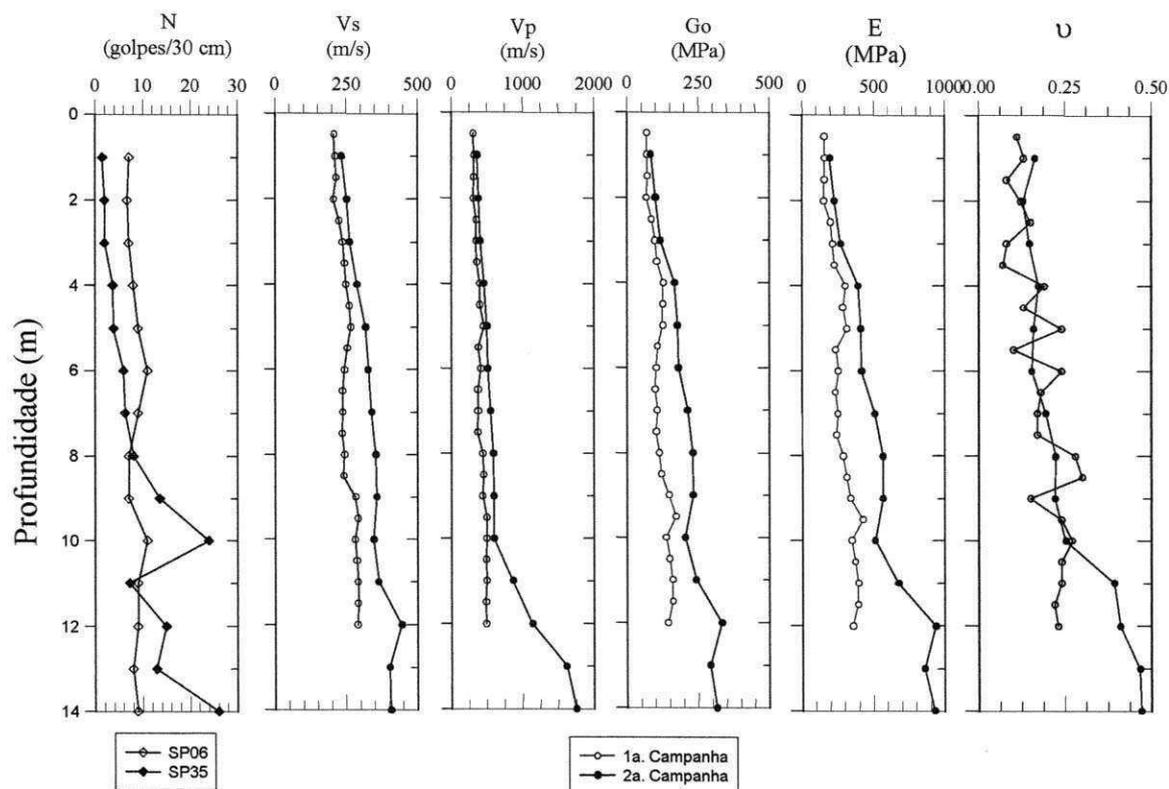
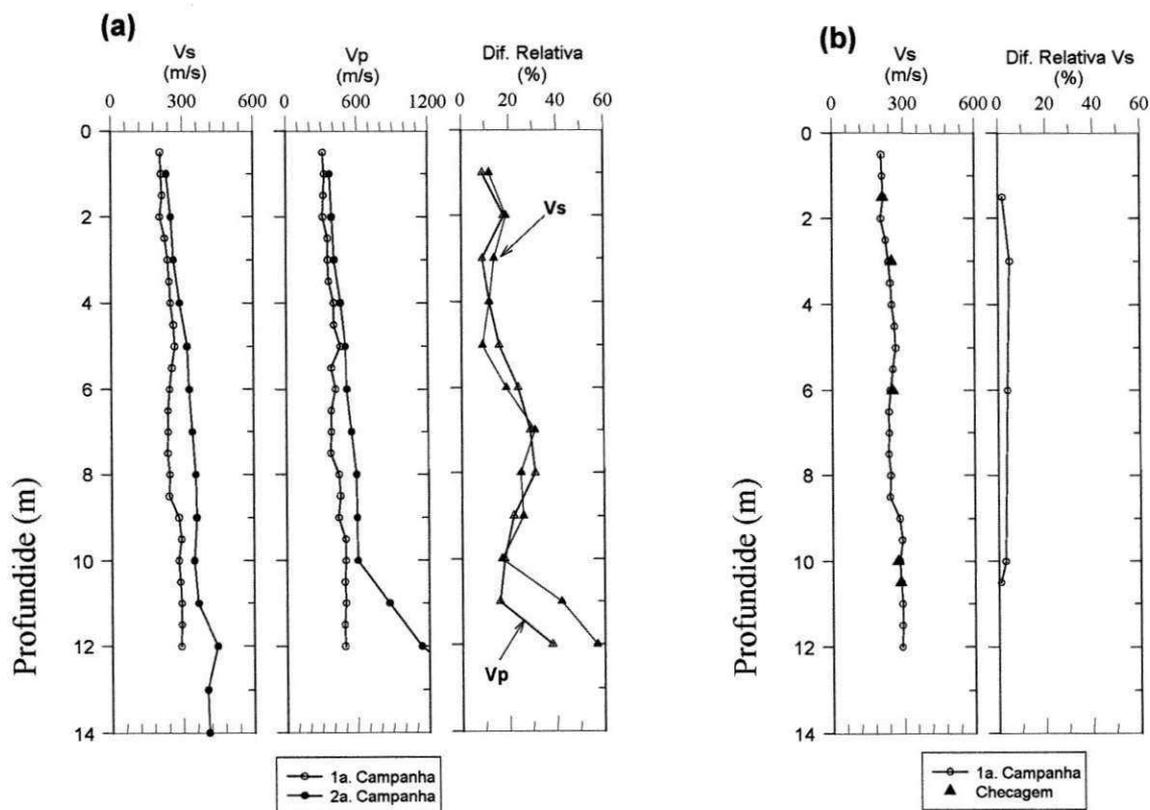


Figura 5.1: Comparação dos resultados das duas campanhas de ensaios *cross-hole*.

Como foram utilizados equipamentos distintos nas duas campanhas de ensaios, repetiu-se a determinação da velocidade da onda de cisalhamento em 5 diferentes níveis da 1ª campanha de ensaios utilizando-se o mesmo equipamento empregado na 2ª campanha de ensaios. Os resultados são apresentados na Figura 5.2, que mostra que os valores de  $V_s$  são praticamente os mesmos nessas duas campanhas, já que a diferença relativa para  $V_s$  variou entre 1 e 5%.

Como a preparação dos furos foi praticamente a mesma, acredita-se que a diferença observada nos valores das velocidades de ondas e dos parâmetros dinâmicos deve-se às características do solo local. Chama atenção o fato de que a sondagem SP 06, realizada próxima dos furos da 1ª campanha de ensaios, a existência de uma camada de silte entre 6 e 9 de profundidade, o que não ocorre nas sondagens SPT realizadas próximas à 2ª campanha de ensaios.

Outro aspecto interessante é que a diferença entre os resultados das duas campanhas de ensaios foi menor (cerca de 15%) na camada superior, onde ocorre o horizonte de material inconsolidado, de comportamento laterítico, separado do solo residual pela presença de fragmentos de quartzo, onde a diferença foi maior, da ordem de 30%. Acredita-se que essas diferenças podem ser devidas a uma possível anisotropia, uma vez que a propagação das ondas se deu em direções distintas, praticamente 90 graus uma das outras (Figura 3.10). Para facilitar a comparação dos resultados desses ensaios têm-se representado na Figura 5.2 os resultados dessas duas campanhas de ensaios. Para ilustrar a grande variabilidade do solo local tem-se, na Figura 5.3, os valores mínimo, médio e máximo de  $N$ ,  $q_c$  e  $f_s$ .



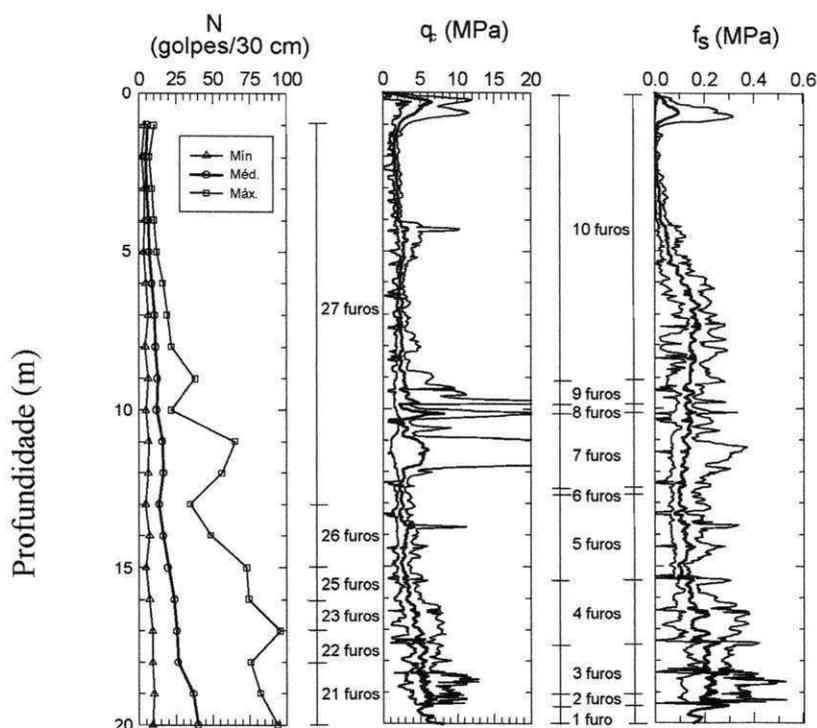


Figura 5.3: Valores mínimos, médios e máximos de  $N$  do SPT,  $q_c$  e  $f_s$  do CPT elétrico para o local estudado.

#### 5.4 Vantagens do emprego das diferentes fontes sísmicas

Observando-se os valores dos coeficientes de Poisson ( $\nu$ ) determinados a partir das duas campanhas, na Figura 5.1, notam-se valores menos variáveis na 2ª campanha quando comparado com os valores da 1ª campanha. Pode-se também observar, nessa figura, que os valores de  $V_P$  na 2ª campanha foram menos variáveis do que os valores da 1ª campanha. Este fato pode ser justificado pela utilização de diferentes fontes para a determinação de  $V_P$ . Na primeira campanha foi utilizada uma fonte mecânica para determinação das velocidades  $V_P$  e  $V_S$ , o que não ocorreu na 2ª campanha, onde foi utilizada uma fonte mecânica para determinar  $V_S$  e uma fonte tipo explosiva para a determinação de  $V_P$ , facilitando a identificação da chega da onda de compressão, resultando assim em valores mais constantes de  $V_P$ , e conseqüentemente valores mais confiáveis para  $E$  e conseqüentemente levando a valores mais confiáveis para o coeficiente de Poisson.

## 5.5 Correlações para estimativa do módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ )

### 5.5.1 Aspectos gerais

A velocidade de propagação de ondas de cisalhamento ( $V_s$ ) e, conseqüentemente, o módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ), depende fundamentalmente das características elásticas da estrutura sólida do solo e, portanto, é o principal parâmetro necessário em projetos onde existem solicitações dinâmicas (RODRIGUES, 1979).

Como os ensaios dinâmicos nem sempre são realizados, pois exigem equipes especializadas e são caros, é comum encontrar na literatura correlações para estimativa de  $G_0$  a partir do número de golpes ( $N$ ) para cravação do amostrador padrão de uma sondagem de simples reconhecimento com SPT, a qual é rotineiramente utilizada na investigação do subsolo, especialmente para a estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade.

Os ensaios *cross-hole* foram realizados próximos as sondagens SP 06 e SP 35, respectivamente, para a primeira e segunda campanhas.

Para a estimativa dos valores de  $G_0$ , foi necessário seleccionar os valores de  $N$  do SPT representativos a serem utilizados, o que levou a avaliação de duas opções:

- usar os resultados da sondagem mais próxima, na primeira campanha o SP 06 e na segunda campanha o SP 35;
- usar os valores médios de  $N$  das sondagens realizadas na região onde foi feito o ensaio *cross-hole*.

Para definir a melhor opção procurou-se avaliar a variabilidade do solo local, conforme descrito a seguir.

#### (a) Primeira campanha

Para esta campanha foram analisados os perfis de sondagens realizadas próximas ao Furo SP 06, quais sejam: sondagens SP 05, 06, 07, 08 e 27 (Figura 5.4) e definiu-se os valores médios de  $N$  do SPT considerados representativos do local. Entende-se que esse procedimento representa melhor a variabilidade da área em estudo, do que considerar apenas os valores de  $N$  de uma única sondagem. Entende-se que isso se justifica pelo fato de que as velocidades de ondas P e S são determinadas para uma região do maciço que tem 6 m na direção da propagação d onda, não sendo portanto tão pontual como é uma sondagem SPT ou CPT.

A Figura 5.5 mostra os valores médios de N do SPT, os valores de N da sondagem SP 06 e os valores médios de N mais ou menos o desvio padrão.

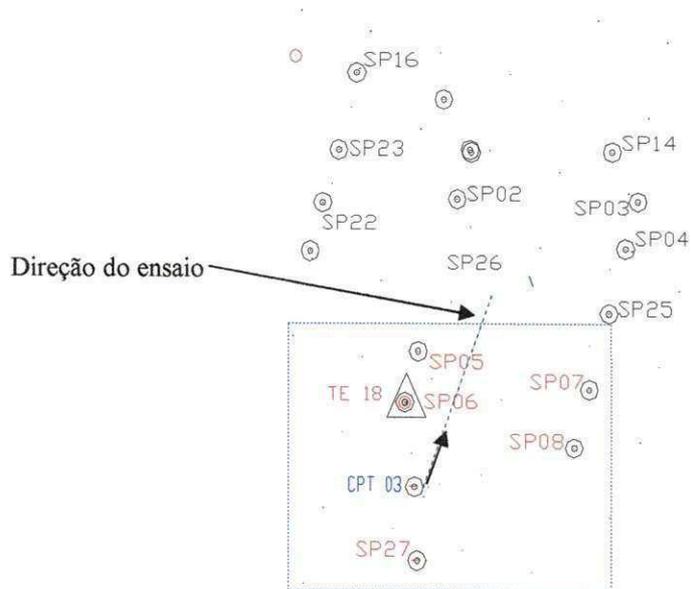


Figura 5.4: Croqui com a localização das sondagens realizadas próximas da 1ª campanha de ensaios *cross-hole*.

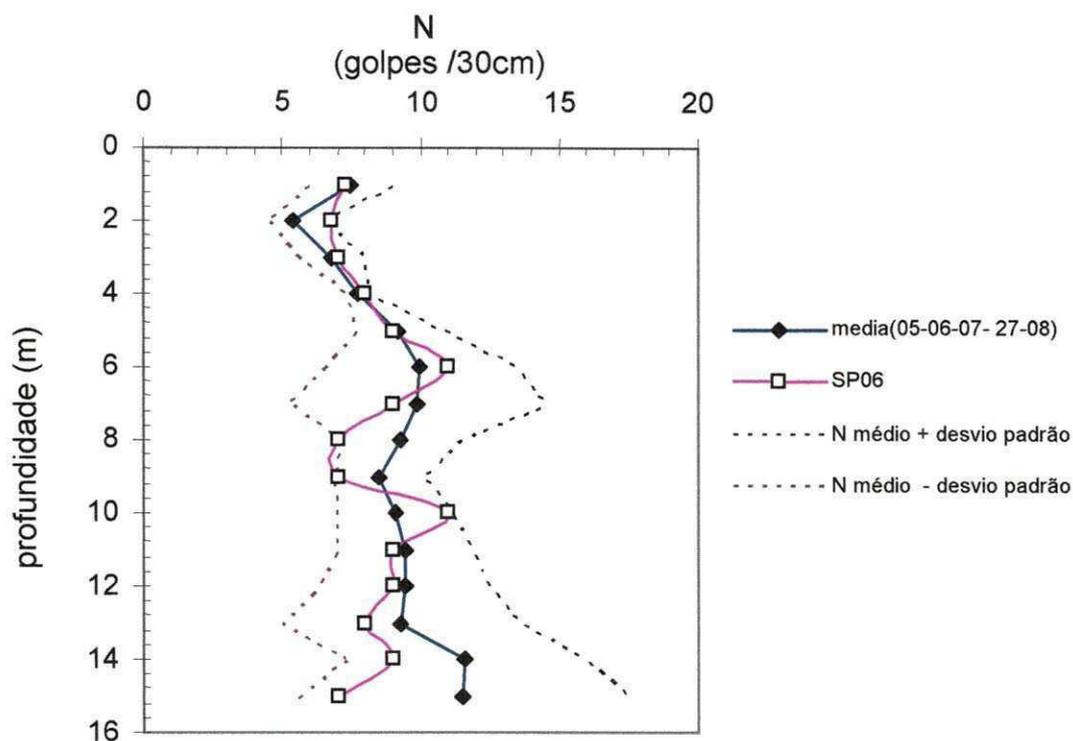


Figura 5.5: Valores de N da sondagem SP 06 e valores médios mais ou menos o desvio padrão das sondagens SP 05,06,07,27 e 08.

## (b) Segunda campanha

Para esta campanha foram analisados os perfis de sondagens realizadas próximas ao Furo SP 35, quais sejam: sondagens SP 14, 15, 16, 17, 18, 33, 34, 35 (Figura 5.6) e definiu-se os valores médios de N do SPT considerado representativo do local, pelas justificativas já apresentadas.

A Figura 5.7 mostra os valores médios de N do SPT, os valores de N da sondagem SP 35 e os valores médios de N mais ou menos o desvio padrão.

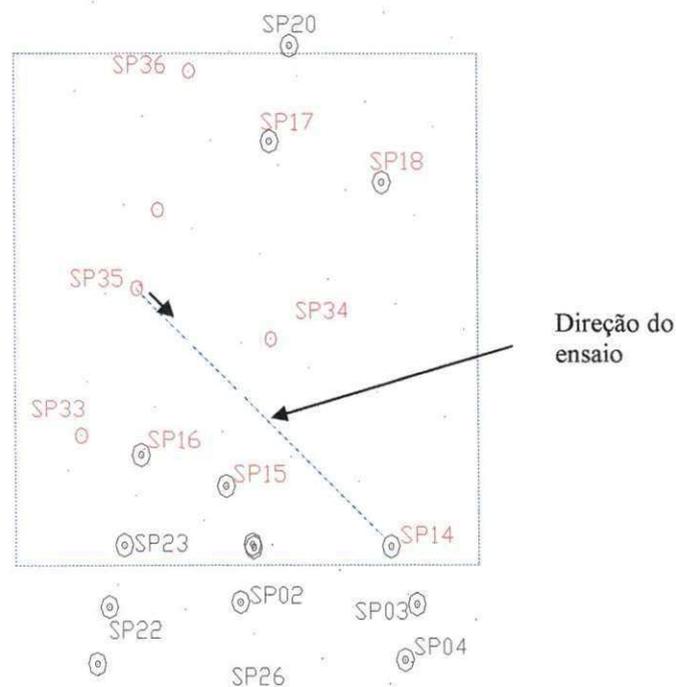


Figura 5.6: Croqui com a localização das sondagens realizadas, próximas da 2ª campanha de ensaios *cross-hole*.

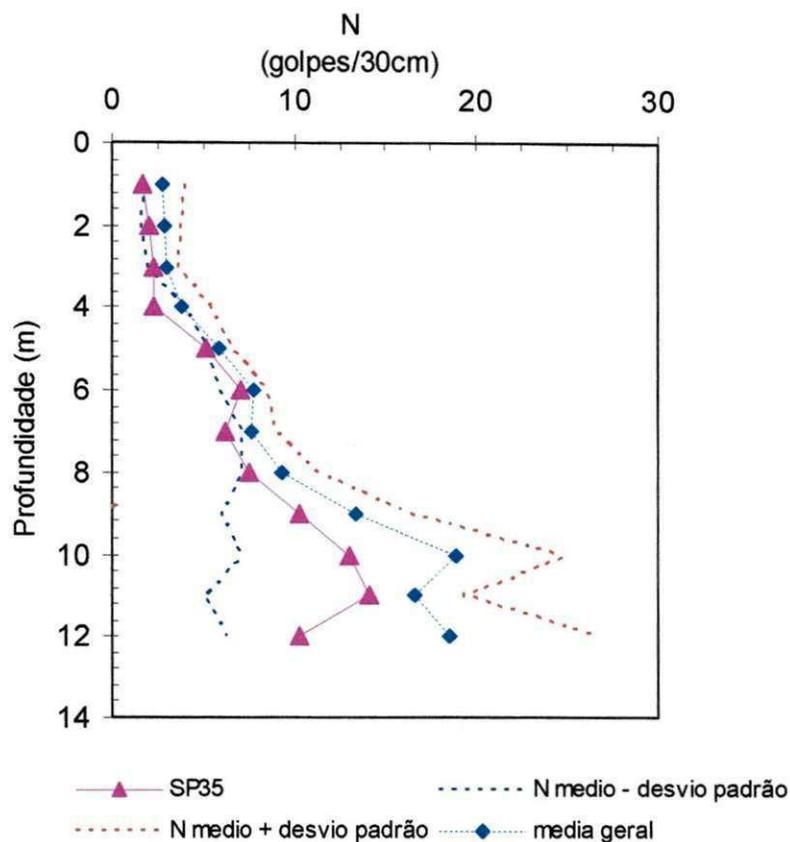


Figura 5.7: Valores de N da Sondagem SP 35 e valores médios mais ou menos o desvio padrão das sondagens SP 14, 15, 16, 17, 18, 33, 34, 35.

### 5.5.2 Correlações utilizadas e resultados

#### a) Estimativa da velocidade de propagação de ondas S ( $V_s$ )

Diversas são as correlações disponíveis na literatura para estimativa de  $V_s$  e  $G_0$  (Tabela 2.8), no entanto, a maioria foi desenvolvida para solos formados em regiões de clima temperado. Duas correlações foram testadas, uma para solos de clima temperado (IMAI & TONOUCHI, 1982) e uma para solos tropicais (GIACHETI, 1991b).

A Figura 5.8 apresenta as velocidades  $V_s$  estimadas por IMAI & TONOUCHI (1982) e GIACHETI (1991b) e a velocidade determinada em campo, para a 1ª campanha e a Figura 5.9, para a 2ª campanha. Para melhor visualização dos resultados optou-se em representar, no gráfico da Figura 5.8, apenas a estimativa de  $V_s$  a partir do N do SPT pela expressão proposta por IMAI & TONOUCHI (1982), desenvolvida para solos de clima temperado, e a expressão de GIACHETI (1991b), desenvolvida para

solos tropicais de comportamento laterítico. Isso foi feito uma vez que, para todas as expressões desenvolvidas para solos formados em regiões de clima temperado como por exemplo a proposta de IMAI & TONOUCI (1982), OTTA & GOTO (1978) e SYCORA & STOKOE (1983) resultaram em estimativas muito próximas uma das outras.

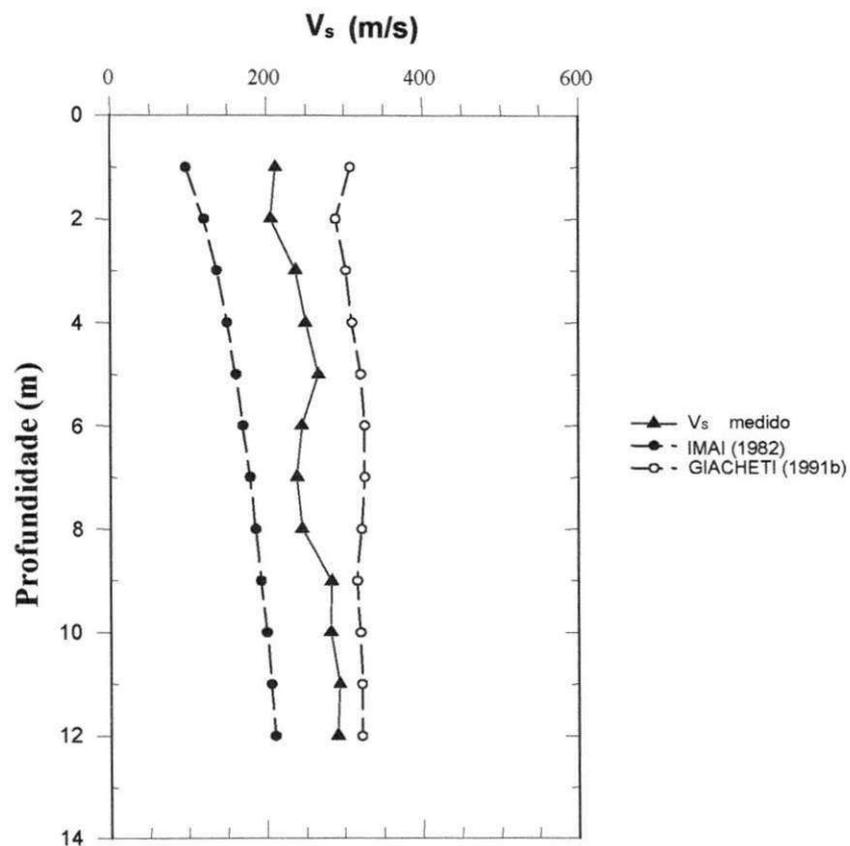


Figura 5.8: Comparação entre velocidades  $V_s$  medida a partir da 1ª campanha de ensaios *cross-hole* e  $V_s$  estimada a partir de N do SPT.

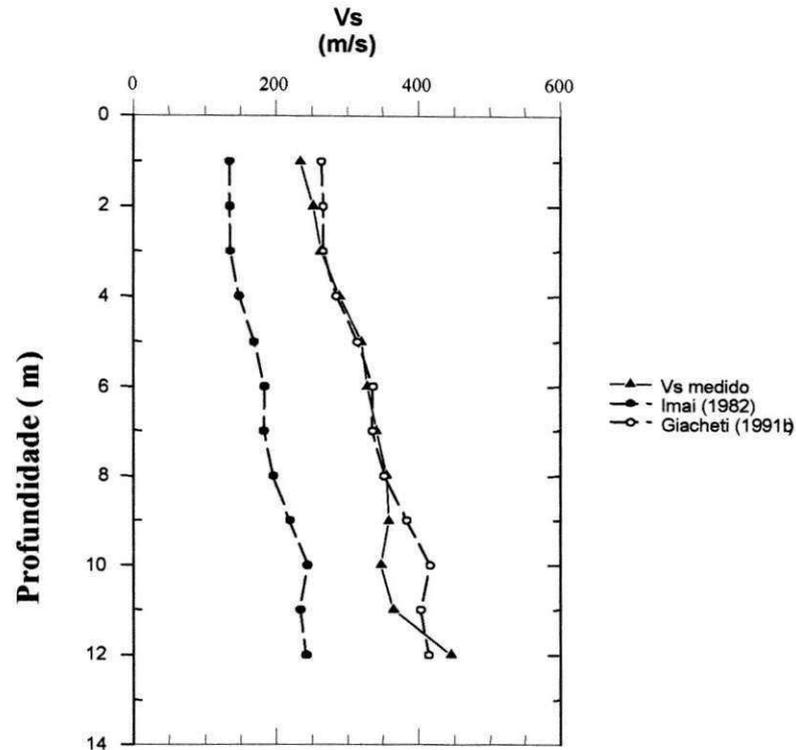


Figura 5.9: Comparação entre velocidades  $V_s$  medida a partir da 2ª campanha de ensaios *cross-hole* e  $V_s$  estimada a partir de  $N$  do SPT.

#### b) Estimativa do módulo de cisalhamento

A Figura 5.10 apresenta os módulos de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) estimado a partir das propostas de IMAI & TOUNOCHI (1982) e de BARROS (1997), e o módulo de cisalhamento máximo determinado a partir da 1ª campanha de ensaios *cross-hole* por meio da velocidade  $V_s$  medida em campo para a 1ª campanha. Analogamente, tem-se na Figura 5.11, a comparação entre  $G_0$  medido e estimado para a 2ª campanha de ensaios.

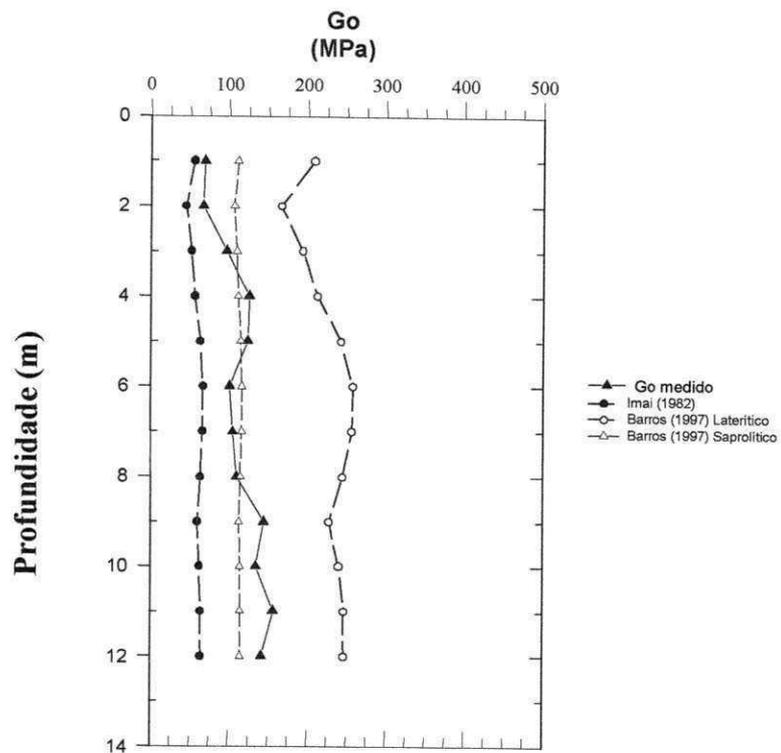


Figura 5.10: Comparação entre  $G_o$  medido a partir da 1ª campanha de ensaios cross-hole e  $G_o$  estimado a partir de  $N$  do SPT.

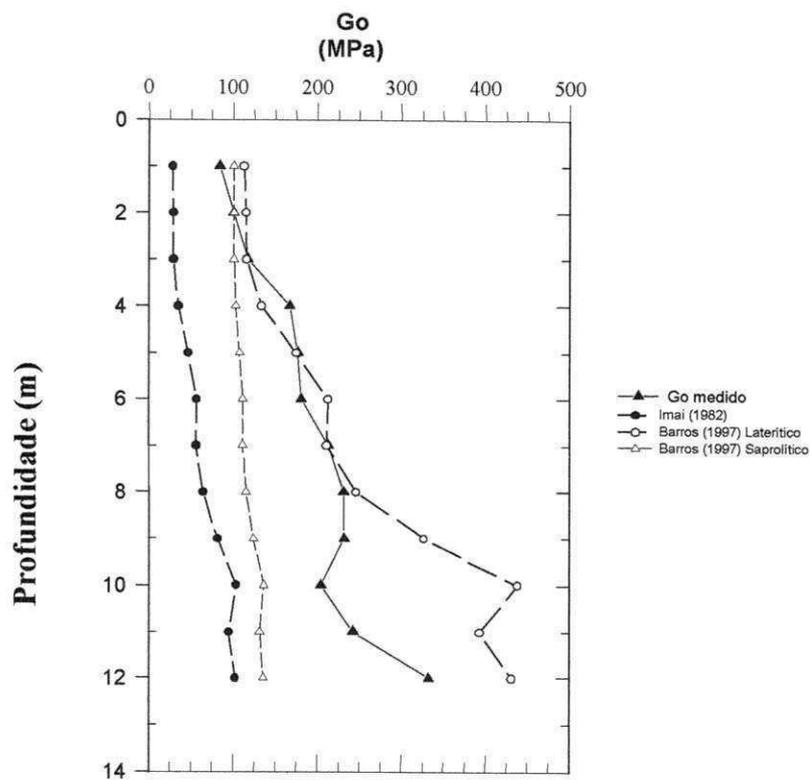


Figura 5.11: Comparação entre  $G_o$  medido a partir da 2ª campanha de ensaios cross-hole e  $G_o$  estimado a partir de  $N$  do SPT.

### 5.5.3 Análise dos resultados da estimativa de $V_s$ e $G_0$ por correlações

Para a avaliação das correlações para estimativa da velocidade de ondas de cisalhamento ( $V_s$ ) e de módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) a partir de valores de  $N$  do SPT, foram considerados apenas os valores de  $N$  inferiores a 19 golpes, o que correspondeu a uma profundidade igual a 12 m para a segunda campanha de ensaios. Isto foi feito uma vez que, valores elevados de  $N$  resultam em valores estimados elevados e inconsistentes para  $G_0$ . Esta constatação está de acordo com o observado por SYCORA & KOESTER (1988) e por ANDERSON et al. (1978). Estes últimos autores afirmam que para valores de  $N$  maiores que 25 os valores estimados para  $G_0$  são excessivamente elevados.

#### a) Primeira campanha

Na Figura 4.8 tem-se representado os valores de  $V_s$  medido e  $V_s$  estimado a partir de  $N$  do SPT. Observa-se, nessa figura, que os valores de  $V_s$  medidos nos ensaios *cross-hole* são superiores àqueles estimados pela correlação proposta por IMAI & TONOUCI (1982), desenvolvidas para solos que ocorrem em regiões de clima temperado e inferiores àqueles estimados a partir da correlação proposta por GIACHETI (1991b), desenvolvida para solos tropicais de comportamento laterítico.

Na Figura 4.10 têm-se os valores de  $G_0$  medido e estimado a partir de  $N$  do SPT. Observa-se também, nessa figura, que os valores de  $G_0$  medidos nos ensaios *cross-hole* são superiores àqueles estimados pela correlação proposta por IMAI & TONOUCI (1982) e inferiores àqueles estimados a partir da correlação proposta por GIACHETI (1991b).

A variabilidade observada nos resultados dos ensaios de campo, tanto SPT e CPT como *cross-hole*, dificulta a interpretação correta das diversas variáveis que afetam os parâmetros envolvidos nessas correlações, razão pela qual não é possível afirmar qual seria a correlação mais apropriada para uma boa estimativa de  $G_0$  e  $V_s$  para esse caso.

### b) Segunda campanha

Na Figura 5.8 tem-se representado os valores de  $V_S$  medido e  $V_S$  estimado a partir de  $N$  do SPT. Para esta campanha de ensaios, como mostra a Figura 5.8, os valores de  $V_S$  estimados pela proposta de GIACHETI (1991b) ficaram bem próximos aos valores medidos nos ensaios *cross-hole*, especialmente para o horizonte de comportamento laterítico. Já, quando se compara os valores medidos nos ensaios com aqueles estimados a partir da proposta de IMAI & TONOUCHI (1982), desenvolvida para solos formados em regiões de clima temperado, observa-se que ela subestima em muito os valores de  $V_S$ . Nesse caso, recomenda-se o emprego da correlação sugerida por GIACHETI (1991b) para estimativa de  $V_S$  no horizonte de comportamento laterítico, até cerca de 8 m de profundidade.

Na Figura 5.11 têm-se os valores de  $G_0$  medido e estimado a partir de  $N$  do SPT. Observa-se também, nessa figura, que os valores estimados para  $G_0$  a partir da proposta de IMAI & TONOUCHI (1992) subestimam os valores de  $G_0$  medido nos ensaios *cross-hole*, especialmente no horizonte de comportamento laterítico. A proposta de BARROS (1997) para os solos lateríticos resultou em uma boa estimativa de  $G_0$  até cerca de 8 m de profundidade, exatamente onde ocorre o horizonte de comportamento laterítico. Entre 8 e 12 m de profundidade, a estimativa de  $G_0$  a partir da proposta de BARROS (1997) para solos saprolíticos foi a que mais se aproximou dos valores medidos de  $G_0$ , mas a diferença foi maior do que a observada no horizonte laterítico. Neste caso, recomenda-se que as correlações de BARROS (1997) sejam utilizadas para estimativa de  $G_0$  considerando adequadamente a gênese do solo, laterítico ou saprolítico.

### c) As duas campanhas de ensaio

Na Figura 5.12.a é apresentado o gráfico que relaciona  $V_S$  versus profundidade até 12 m para as duas campanhas de ensaios. Os resultados estão apresentados para os horizontes de comportamento laterítico e não laterítico, a partir da identificação da presença da linha de seixos nas sondagens SPT realizadas próximas a cada campanha de ensaios *cross-hole*. Tem-se também, nessa figura, representada a expressão  $V_S = 217,92 \times H^{0.193}$  proposta por GIACHETI (1991b) a partir de resultados de ensaios *cross-hole* realizados nos horizontes lateríticos dos solos que ocorrem nos campos experimentais

de Bauru, São Carlos e Campinas. Observa-se, nesta figura, para a 2ª campanha de ensaios os valores de  $V_s$  determinados até 11m de profundidade foram os que mais se aproximaram da expressão proposta por GIACHETI (1991b) e incluem solos de comportamento laterítico e não laterítico. Para os valores determinados na 1ª campanha de ensaios observa-se uma maior diferença entre valores de  $V_s$  medidos e previstos pela expressão na região do maciço entre 6,0 e 12,0 m de profundidade, onde ocorre um solo silto argiloso variegado, de comportamento não laterítico.

Na Figura 5.12.b é apresentado o gráfico que relaciona  $G_0$  versus  $N$  até 12m para as duas campanhas de ensaios. Aqui, os resultados também estão apresentados dividindo-se os horizontes de comportamento laterítico e não laterítico. Tem-se também, nessa figura, representada a expressão  $G_0 = 56 + 20,3 N$  para solos lateríticos e  $G_0 = 94 + 2,3 N$  para solos saprolíticos, propostas por BARROS (1997). Estas são as expressões consideradas as mais apropriadas para estimativa de  $G_0$  de solos tropicais a partir dos valores de  $N$  do SPT, uma vez que, foram obtidas a partir dos dados disponíveis para solos tropicais brasileiros. Observa-se, nesta figura, que os resultados de  $G_0$  para a camada de comportamento laterítico (até 8 m de profundidade) obtidas através da 2ª campanha de ensaios se ajustaram razoavelmente bem à proposta de BARROS (1997). Também neste caso, os resultados da 1ª campanha de ensaios *cross-hole*, não estão de acordo com o esperado, uma vez que, tanto os solos lateríticos como os não lateríticos, ficaram numa região do gráfico, próxima a dos solos saprolíticos, com uma grande dispersão.

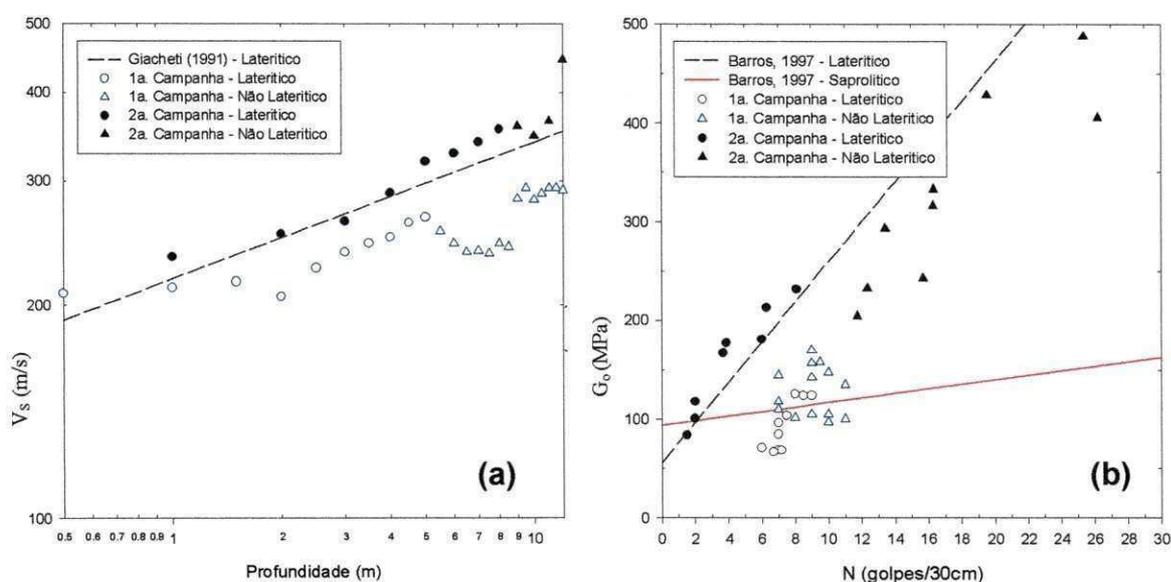


Figura 5.12: (a) Correlação entre  $V_s$  e profundidade (b) Correlação entre  $G_0$  e  $N$  do SPT.

**CHANG, T. S. & WOODS, R. D.** (1987): *Effect of Confining Pressure on Shear Modulus of Cemented Sand*. Soil Structure Interaction, Developments in Geotechnical Engineering, A.S. Cakmak, Elsevier Science Publisher, New York, p.193-208, v.43

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

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

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

**DOBRY, R. & VUCETIC, M.** (1987): *Dynamic Properties and Seismic Response of Soft Clay Deposits*. In: International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils. México City. Proceedings, v.2, p.51-87.

**DOURADO, J. C.** (1984): *A utilização da sísmica na determinação de parâmetros elásticos de maciços rochosos e terrosos in situ*. São Paulo: ABGE. 12p.

**FERNANDES, C. E. M.** (1984): *Fundamentos de prospecção geofísica* Interciência. Rio de Janeiro.

**FONTOURA, S. A. B.; LITTLE, A. L. & COLLINS, K.** (1985): *Shear Strength of 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: p. 47-65.

**FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H.** (1993): *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley and Sons-Inc., p. 517.

**FÚLFARO, V. P. J. & B. JOMBERG, A. J. S.** (1993): *Geologia*. In: Solos do Interior de São Paulo. São Carlos, ed. José Carlos Cintra e José Henrique Albiero. ABMS, p.1- 44.

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

**GIACHETI, H. L.** (1991a): *Parâmetros Dinâmicos dos Solos*. Monografia Geotécnica nº 01, São Carlos, SP.

**GIACHETI, H. L.** (1991b): *Estudo experimental de Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Tropicais dos Estado de São Paulo*. São Carlos, SP. Tese (Doutorado em Engenharia), Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 232p.

**GIACHETI, H. L. & ZUQUETE, L. V.** (1993): *Aplicação do Cross-Hole na Determinação de Parâmetros Dinâmicos de Solos Tropicais*. Geociências, São Paulo, v.12, nº2: p. 397-415.

**GIACHETI, H. L. & CARVALHO, D.** (1994): *Estimativa do Módulo de Cisalhamento de Dois Solos Tropicais Típicos a partir de Ensaios de Penetração*. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu /PR, FINEP, v.2: p.467-474.

**GIACHETI, H. L.** (1995): *Comparison of field and laboratory shear moduli for tropical soils*. In: X Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Guadalajara/México, v.1, p.176-188.

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

**HARDIN, B. O. & RICHART, F. E. Jr.** (1963): *Elastic Wave Velocities in Granular Soils*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 89, nº 1, p.33-65.

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

**HARDIN, B. O. & BLACK, W. L.** (1968): *Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays*. ASCE, v. 94, nº SM2, p. 353-369.

**HARDIN, B. O. & DRNEVICH, V. P. (1972a):** *Shear Modulus and Damping in Soils. Measurement and Parameter Effects*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 98, n° 6, p.603-624.

**HARDIN, B.O. & DRNEVICH, V. P. (1972b):** *Shear Modulus and Damping in Soils. Design Equations and Curves*, Journal of the Geotechnical Engineering Division., ASCE, v. 98, n° 7, p.667-692.

**HARDIN, B. O. (1978):** *The Nature of Stress-Strain Behavior of Soils. In: Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference, Pasadena, California..* ASCE, v.I, p.3-90, Jun, p.19-21.

**HRYCIW, R. D. & WOODS, R. D. (1988):** *Crosshole Shear Correlations. In: International Symposium on Penetration Testing / ISOPT-1, Orlando. Proceedings, v.I, p. 527-532.*

**IMAI, T. & TONOUCHI, K. (1982):** *Correlation of N Value with S- wave velocity and shear modulus. In: European Symposium on Penetration Tests II, Amsterdam, Netherlands.*

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

**INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS – IPT (1984):** *Mapa Geológico do Estado de São Paulo. Folha Bauru – SF- 22-Z-B. Convênio DAEE e IGCE /UNESP/ Campus de Rio Claro.*

**LOCAT, J.; BEAUSÉJOUR, N. & BÉRUBÉ, M. A. (1986):** *Utilisation du Célerometre Ultrasonique sur des sols cohérents. Can. Geotechnical Journal, v.23, n° 2, p. 247-250.*

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

**MARCUSSEON III, W. F. & WAHLS, H. E. (1977):** *Effects of time on Damping Ratio of clays, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, p.126-147.*

**MARINHO, F. A. M.** (1994): *Shrinkage behavior of Some Plastic Soils*. Tese (Ph.D), Imperial College, University of London.

**MARTINS, J. A. A.** (1990): *Comportamento Dinâmico não Linear dos Solos*. In: VI CBGE/ IX COBRAMSEF, Salvador, v.2, p.485 – 490.

**MASSARCH, K. R.** (1985): *Stress-Strain Behavior of clays*. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, California. Proceedings, v.1/A, p. 571-574.

**OHTA, Y. & GOTO, N.** (1978): *Empirical Shear Wave Velocity equations in Terms of Characteristic Soil Indexes*. In: *Earthquake Eng. and Soil Dynamics*, v6, p 167-87.

**PRADO, R. L.** (1994): *O Ensaio Sísmico entre Furos ("Cross-hole") no Estudo de Maciços Terrosos e Rochosos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Instituto Astronômico e Geofísico, Departamento de geofísica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

**PRADO, R. L. & SHUKOWSKY, W.** (2000): *O Emprego do Método Sísmico na cidade de São Paulo*. Discussão de Procedimentos de Ensaio e Resultados. *Revista Solos e Rochas*. São Paulo. v. 23, nº 02; p 79-90.

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

**RAMBERG, W.; OSGOOD, W. T.** (1943): *Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters*. Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, p.22.

**RICHART, F. E.; WOODS, R. D. & HALL, J.r.** (1970): *Vibrations of soils and Foundations*. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffts, N.J., 414p.

**RICHART, F. E. Jr.** (1977): *Field and Laboratory Measurements of Dynamic Soil Properties*. Proceedings, of DMSR /77, Karlsruhe, v.I, p. 3-36.

**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*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Olinda – Recife. Anais, v.5, p. 285-300.

**RODRIGUES, L. F.** (1979): *Métodos de Prospecção Sísmica em Geologia de Engenharia*. A Importância da onda de corte. Lisboa. Tese (especialista) - Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

**SAMARA, V. & MARTINS, J. A. A** (1986): *Comparação entre Resultados de Ensaios Dinâmicos de Campo e Laboratório*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 8, Porto Alegre. Anais, ABMS, v.1, p.223-229.

**SAXENA, S. K.; AVRAMIDIS, A. S. & REDDY, K. R.** (1988): *Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cemented Sands at Low Strains*. Canadian Geotechnical Journal, v.25, p.353-368.

**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, v.29, nº2, p. 37-51.

**SEED, H. B. & IDRIS, I. M.** (1970): *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Report nº EERC 70-10.

**SEED, H. B.; WONG, R.T.; IDRIS, I. M. & TOKMATSU, K.** (1986): *Moduli and Damping factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 112, nº 11, p.1016 - 1032.

**STOKOE, K. H. II & WOODS, R. D.** (1972): *In Situ Shear Wave Velocity By Cross-hole Method*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 98, n. SM5, p. 443 - 460.

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

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

**SULLY, J. P. & CAMPANELLA, R. G.** (1989): *Correlations of Maximum Shear Modulus with DMT Test Results in Sand*. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro. Proceedings, v.1, p. 339-343.

**SYCORA, D. W. & STOKOE, K. H., II** (1983): *Correlations of In Situ Measurements in Sands of Shear Wave Velocity, Soil Characteristics, and Site Conditions*. Geotechnical Engineering Report. GR83 – 33, The University of Texas at Austin, p. 484.

**SYCORA, D. W. & KOESTER, J.P.** (1988): *Correlations Between Dynamic Shear Resistance and Standard Penetration Resistance in Soils*. In: *Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. Proceeding, ASCE, p. 389-404.

**TERZAGHI, K.** (1943): *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

**THIERS, G. H. & SEED, H. B.** (1968): *Cyclic Stress-Strain Characteristics of Clay*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, v. 94, n° 2, p.555-569..

**VUCETIC, M. & DOBRY, R.** (1991): *Effect of soil Plasticity on Cyclic Response*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 117, n° 1, p.89-107.

**WOODS, R. D.** (1977): *Parameters Affecting Elastic Properties*. *Dynamics Methods in Soil and Rock Mechanics*, Karlsruhe, Germany, v.1, p.37-60.

**WOODS, R. D.** (1978): *Measurements of Dynamic Soils Properties*. In: *Specialty Conference on Earthquake Engineering and soil Dynamics*. Pasadena, Proceedings, ASCE, v.1, p. 91-178.

**WU, S.; GRAY, D. H. & RICHART, F. E. JR.** (1984): *Capillary Effects on Dynamic Modulus of Sand and Silts*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 110, n° 9, p.1188-1203.