USP

Campus de São Carlos

ESTUDOS EXPERIMENTAL DE PARÂMETROS DINÂMICOS DE ALGUNS SOLOS TROPICAIS DO ESTADO DE SÃO PAULO

AUTOR: HERALDO LUIZ GIACHETI

ORIENTADOR: PROF. DR. LÁZARO VALENTIN ZUQUETTE

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

ESTUDO EXPERIMENTAL DE PARÂMETROS DINÂMICOS DE ALGUNS SOLOS TROPICAIS DO ESTADO DE SÃO PAULO

Heraldo Luiz Giacheti

orientador: Prof. Dr. Lázaro Valentin Zuquette

DEDALUS - Acervo - EESC

31100013626

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil: Área Geotecnia.

São Carlos - 1991

À minha esposa Lina e
ao meu filho Vitor.

AGRADECIMENTOS

- Ao Prof. Dr. Lázaro Valentin Zuquette, pela orientação, incentivo e amizade;

- Aos professores do Departamento de Geotecnia da EESC-USP, pelos conhecimentos transmitidos;

- Aos técnicos do IPT-SP, José Maria de Camargo Barros, Rubens Paschoal Cordeiro, João Carlos Dourado e Osmar Alves, pelo apoio na realização e análise da parte experimental;

- Aos colegas de pós-graduação, Sérgio Antônio Rohm, Ademar da Silva Lobo, David de Carvalho e Osni José Pejon, pelo apoio e sugestões em partes importantes do trabalho;

- Aos colegas da Área de Geotecnia do DPC-FEG-UNESP, Augusto M. Tsutiya, Olavo F. dos Santos Jr., Heraldo C. N. S. Campos e Auro Tanaka, por terem possibilitado o afastamento;

- Aos técnicos de laboratório do IPT-SP, da EESC-USP, da FFCLRP-USP, da FEAGRI-UNICAMP e da FET-UNESP, pelo auxílio na realização da parte experimental;

- Ao IPT-SP, pela realização dos ensaios dinâmicos;

- À FUNDEP, pelo apoio na realização dos poços exploratórios;

- À FEG-UNESP, pelo afastamento concedido;

- À CAPES-PICD, pela bolsa de estudos concedida;

- Ao CNPq e à FAPESP, pelo financiamento de parte desta pesquisa;

- E a todos que direta ou indiretamente contribuiram para realização deste trabaho.

RESUMO

O módulo cisalhante e a razão de amortecimento interno de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo foram estudados, iniciando com um levantamento e uma análise crítica de resultados de ensaios dinâmicos já realizados em solos brasileiros. Foram realizados ensaios sísmicos "cross-hole" e de coluna ressonante em diferentes solos tropicais que ocorrem nas cidades de Bauru, São Carlos e Campinas. Os resultados obtidos por estas técnicas são confrontados e comparados com aqueles estimados por expressões empíricas disponíveis. Especialmente para os solos de comportamento laterítico, o módulo cisalhante máximo medido foi superior àquele estimado, o mesmo ocorrendo com a degradação do módulo. Estas discrepâncias foram atribuidas às características genéticas destes solos e a condição não saturada, comum em maciços terrosos de regiões tropicais. Novas expressões são propostas para estimativa dos parâmetros dinâmicos dos solos estudados.

ABASTRACT

The shear modulus and the material damping ratio for some tropical soils in the São Paulo State are studied in the present work research. A literature survey and a critical analysis of the available results related to dynamic tests for brazilian soils were carried out. A serie of cross hole and resonant column tests were performed for tropical soils ocurring in Bauru, São Carlos and Campinas cities. The results obtained with these techniques are confronted and compared with those evaluated from empirical relationships which are documented in the geotechnical literature. The values of maximum shear modulus and the modulus reduction measured were greater than those estimated empirically, mainly for the soils with lateritic behaviour. These disagreements were attributed to genetic characteristics of these soils and unsatured condition, which is quite common in soil masses of tropical regions. New relationships are proposed to estimate the dynamic parameters of the studied soils.

ÍNDICE

DEDICATÓRIA. I

AGRADECIMENTOS II

RESUMO III

ABASTRACT. IV

ÍNDICE V

ILUSTRAÇÕES. XI

1 - INTRODUÇÃO 1

2 - REVISÃO DA LITERATURA. 3

2.1 - Dinâmica dos solos. 3

2.1.1 - Um breve histórico. 3

2.1.2 - Principais diferenças com a mecânica dos solos clássica. 4

2.1.3 - Alguns princípios básicos 5

2.1.3.1 - Principais definições 5

2.1.3.2 - Propriedades do movimento harmônico . 5

2.1.3.3 - Vibrações de sistemas com um grau de liberdade 6

2.1.3.4 - Noções gerais sobre a propagação de ondas sísmicas. 7

2.1.4 - Aplicações da dinâmica dos solos. 13

2.2 - Parâmetros dinâmicos dos solos. 13

2.2.1 - Definição dos principais parâmetros 13

2.2.2 - Principais fatores que afetam os parâmetros dinâmicos dos solos 14

2.2.2.1 - O efeito da amplitude de deformação . 16

2.2.2.2 - O efeito da tensão normal efetiva octaédrica. 17

2.2.2.3 - O efeito do índice de vazios. 17

2.2.2.4 - O efeito do pré-adensamento 18

2.2.2.5 - O efeito do tempo de confinamento . . 19

2.2.2.6 - O efeito da tensão de sucção. 20

2.2.2.7 - O efeito de aditivos cimentantes. . . 20

2.2.2.8 - O efeito da plasticidade 22

2.2.2.9 - Os demais fatores que afetam G e D. . 23

2.2.3 - Modelos para representação da curva tensão-deformação utilizados em dinâmica dos solos . . . 23

2.2.3.1 - O modelo hiperbólico de HARDIN & DRNEVICH (1972b). 23

2.2.3.2 - A equação tri-paramétrica de RAMBERG & OSGOOD (1943) 26

2.3 - Obtenção dos parâmetros dinâmicos dos solos 27

2.3.1 - Através de ensaios "in situ" e em laboratório . 27

2.3.1.1 - Ensaios de laboratório. 28

(a) Ensaio de compressão triaxial cíclico 29

(b) Ensaio de cisalhamento simples. . 29

(c) Ensaio de cisalhamento torcional. 30

(d) Ensaio de pulso ultrasônico . . . 31

(e) Ensaio de coluna ressonante . . . 31

2.3.1.2 - Ensaios "in situ" 32

(a) Ensaio de refração sísmica. . . . 32

(b) Vibração em regime estacionário . 33

(c) Ensaios sísmicos em furos de sondagem. 35

2.3.1.3 - Um resumo dos ensaios dinâmicos . . . 36

2.3.1.4 - Ensaios mais utilizados no Brasil . . 36

2.3.1.5 - Comparação entre resultados de ensaios "in situ" e em laboratório. . . . 36

2.3.2 - Estimativa de parâmetros dinâmicos. 39

2.3.2.1 - Módulo cisalhante máximo. 39

(a) Expressões empíricas baseadas em ensaios de laboratório 39

(b) Expressões empíricas baseadas em ensaios "in situ". 42

2.3.2.2 - Módulo cisalhante 45

2.3.2.3 - Razão de amortecimento interno. . . . 47

2.4 - Parâmetros dinâmicos de solos tropicais 49

3 - SOLOS ESTUDADOS. 54

3.1 - Escolha dos solos e das áreas a serem investigadas. . . 54

3.1.1 - Justificativa da escolha. 54

3.1.2 - Áreas escolhidas. 54

3.1.2.1 - Área experimental de Bauru. 54

3.1.2.2 - Área experimental de São Carlos . . . 55

3.1.2.3 - Área experimental de Campinas 55

3.2 - Aspectos gerais e geológicos das áreas escolhidas . . . 61

3.2.1 - Área experimental de Bauru. 61

3.2.1.1 - Aspectos gerais 61

3.2.1.2 - Aspectos geológicos 61

3.2.2 - Área experimental de São Carlos 61

3.2.2.1 - Aspectos gerais 61

3.2.2.2 - Aspectos geológicos 62

3.2.3 - Área experimental de Campinas 62

3.2.3.1 - Aspectos gerais 62

3.2.3.2 - Aspectos geológicos 62

3.3 - Caracterização geológico - geotécnica dos solos 62

3.3.1 - Ensaios realizados. 62

3.3.1.1 - Ensaios "in-situ" 66

(a) Locação dos ensaios "in situ" . . 66

(b) Sondagem simples reconhecimento . 66

(c) Poços exploratórios 66

3.3.1.2 - Ensaios de laboratório. 66

(a) Análise granulométrica. 72

(b) Limites de consistência 72

(c) Ensaios da classificação MCT. . . 72

(d) Índices físicos 74

3.3.2 - Classificação geológico-geotécnica dos solos. . 75

3.4 - Parâmetros mecânicos estáticos. 75

3.4.1 - Parâmetros de resistência 75

3.4.2 - Parâmetros de compressibilidade 80

4 - ENSAIOS DINÂMICOS. 85

4.1 - Ensaios realizados. 85

4.1.1 - Ensaio sísmico "cross-hole" 85

4.1.1.1 - Princípios básicos do ensaio. 85

4.1.1.2 - Preparação dos furos. 85

4.1.1.3 - Descrição dos equipamentos utilizados 88

(a) Sismógrafo e sistema de gravação. 90

(b) Fonte sísmica 91

(c) Geofones. 92

4.1.1.4 - Execução do ensaio. 92

4.1.1.5 - Interpretação dos dados 92

4.1.1.6 - Cálculo do ensaio 94

4.1.2 - Ensaio de coluna ressonante 96

4.1.2.1 - Princípios básicos do ensaio. 96

4.1.2.2 - Descrição do equipamento e do procedimento de ensaio. 97

4.1.2.3 - Amostras ensaiadas. 101

4.1.2.4 - Modelo teórico e cálculo do ensaio. . 103

(a) Módulo cisalhante 103

(b) Amplitude deformação cisalhante . 106

(c) Razão de amortecimento interno. . 107

(d) Cálculo do ensaio por computador. 108

4.1.2.5 - Calibração do equipamento de ensaio . 109

5 - RESULTADO DOS ENSAIOS. 110

5.1 - Ensaio sísmico "cross-hole" 110

5.2 - Ensaio de coluna ressonante 115

6 - ANÁLISE DE RESULTADOS. 130

6.1 - Módulo cisalhante máximo. 130

6.1.1 - Resultado dos ensaios 130

6.1.1.1 - Coluna ressonante 130

6.1.1.2 - "Cross-hole". 130

6.1.1.3 - Comparação entre os resultados do "cross-hole" e do coluna ressonante . 132

6.1.2 - Estimativa de Go à partir de ensaios de laboratório 136

6.1.2.1 - Expressão empírica proposta por HARDIN (1978) 136

6.1.2.2 - À partir de resultados de ensaios triaxiais 141

6.1.3 - Estimativa de Go à partir de Nspt 142

6.3.1.1 - Expressão empírica proposta por OHTA & GOTO (1978). 142

6.2 - Módulo cisalhante 145

6.2.1 - A variação de G x γ 145

6.2.2 - Modelos para representação da curva de degradação do módulo. 147

6.2.2.1 - Propostas de SEED & IDRISS (1970), MARTINS (1990) e VUCETIC & DOBRY (1991). 147

6.2.2.2 - Modelo de HARDIN & DRNEVICH (1972b) . 149

6.2.2.3 - Sugestão para representação das curvas de degradação dos solos estudados 152

6.3 - Razão de amortecimento interno. 154

6.3.1 - O efeito da tensão confinante e da amplitude de deformação 154

6.3.2 - Estimativa da razão de amortecimento interno dos solos 154

6.3.2.1 - O modelo de HARDIN & DRNEVICH (1972b) 154

6.3.2.2 - Propostas de SEED & IDRISS (1970) e VUCETIC & DOBRY (1991). 155

6.3.2.3 - Proposta de SAXENA & REDDY (1989) . . 155

6.3.2.4 - Sugestão para estimativa da razão de amortecimento dos solos estudados . . 157

7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE 159

7.1 - Conclusões. 159

7.1.1 - Sobre as técnicas de ensaio utilizadas. 159

7.1.2 - Sobre os parâmetros dinâmicos determinados . . 160

7.1.2.1 - Módulo cisalhante máximo. 160

7.1.2.2 - Módulo cisalhante 160

7.1.2.3 - Razão de amortecimento interno. . . . 161

7.2 - Sugestões para continuidade 162

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA 163

ANEXOS 178

(1) Resultado das sondagens de simples reconhecimento 179

(2) Curvas tensão-deformação e envoltórias de resistência dos ensaios triaxiais realizados. 199

(3) Curvas de adensamento dos ensaios realizados. 215

(4) Programas para cálculo dos ensaios de coluna ressonante . 218

(5) Constantes de calibração do equipamento de coluna ressonante. 231

ILUSTRAÇÕES

1 - Lista de Figuras

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Fig.2.24: Ensaio triaxial de carga cíclica (apud BARROS et alli, 1988).

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

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

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

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

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

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

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

Fig.2.32: Definição de σd no ensaio triaxial.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Fig.3.1: Localização das cidades no estado de São Paulo.

Fig.3.2: Algumas regiões do Brasil com potencialidade de ocorrência de perfis similares ao das áreas de Bauru e Campinas.

Fig.3.3: Algumas regiões do estado de São Paulo com potencialidade de ocorrência de perfis similares ao da área de São Carlos.

Fig.3.4: Localização da área experimental de Bauru dentro do conjunto habitacional "Parque das Camélias I".

Fig.3.5: Localização da área experimental de São Carlos dentro do "campus" da USP.

Fig.3.6: Localização da área experimental de Campinas dentro do "campus" da UNICAMP.

Fig.3.7: Perfil geológico da região de Bauru (DAEE, 1976 in FERREIRA, 1991)

Fig.3.8: Perfil geológico da região de São Carlos (DAEE, 1974 in BORTOLUCCI, 1983).

Fig.3.9: Perfil geológico da região de Campinas (apud ZUQUETTE, 1987).

Fig.3.10: Localização do ensaios "in situ" na área experimental de Bauru.

Fig.3.11: Localização dos ensaios "in situ" na área experimental de São Carlos.

Fig.3.12: Localização dos ensaios "in situ" na área experimental de Campinas.

Fig.3.13: Perfil e Nspt médios de cada área.

Fig.3.14: Identificação, posição e profundidade das amostras retiradas nos poços exploratórios.

Fig.3.15: Faixa de variação das curvas granulométricas para os solos das três áreas investigadas.

Fig.3.16: Variação do tamanho das partículas com a profundidade.

Fig.3.17: Posição das amostras na carta de plasticidade.

Fig.3.18: Variação dos limites de consistência e do teor de umidade natural com a profundidade.

Fig.3.19: Posição das amostras ensaiadas no gráfico da classificação MCT.

Fig.3.20: Variação das massas específicas com a profundidade.

Fig.3.21: Variação do índice de vazios e do grau de saturação com a profundidade.

Fig.3.22: Variação das tensões verticais com a profundidade.

Fig.3.23: Relação entre Ko, IP e OCR (apud BROOKER & IRELAND, 1965).

Fig.4.1: Esquema do ensaio sísmico "cross-hole" (apud ASTM - D4428 / D4428M-84).

Fig.4.2: Técnicas de preparação dos furos recomendadas pela ASTM - D4429 / D4428 M - 84).

Fig.4.3: Técnica utilizada para preparação dos furos da fonte.

Fig.4.4: Técnica utilizada para preparação dos furos dos geofones.

Fig.4.5: Esquema das profundidades onde foram determinadas as velocidades de propagação das ondas P e S ao longo do perfil do subsolo.

Fig.4.6: Registro típico de um ensaio "cross-hole" (apud Dourado, 1984).

Fig.4.7: Modelo físico do ensaio de coluna ressonante (apud HARDIN & MUSIC, 1965).

Fig.4.8: Esquema do oscilador Hardin (apud HARDIN & MUSIC, 1965).

Fig.4.9: Diagrama de interligação de equipamentos e esquema da câmara triaxial (apud BARROS, 1989).

Fig.4.10: Recuperação do modulo cisalhante máximo (Go).

Fig.4.11: Equilíbrio de uma barra cilíndrica sujeita a um torque (apud RICHART et alii, 1970).

Fig.4.12: Determinação do Fator Cm (apud HARDIN, 1970).

Fig.4.13: Curva típica de decaimento das vibrações livres obtida num ensaio de coluna ressonante (a) curva de decaimento da amplitude de vibração com o tempo (b) curva de variação da amplitude com o número de ciclos (apud DAS, 1983).

Fig.5.1: Resultados do ensaio sísmico "cross-hole" para a área de Bauru.

Fig.5.2: Resultados do ensaio sísmico "cross-hole" para a área de São Carlos.

Fig.5.3: Resultados do ensaio sísmico "cross-hole" para a área de Campinas.

Fig.5.4: Exemplo típico da variação do módulo cisalhante com a amplitude de deformação num ensaio de coluna ressonante.

Fig.5.5: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP1/Bauru.

Fig.5.6: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP4/Bauru.

Fig.5.7: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP4D1/Bauru.

Fig.5.8: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP4D2/Bauru.

Fig.5.9: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP4P/Bauru.

Fig.5.10: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP8/Bauru.

Fig.5.11: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP1/S.Carlos.

Fig.5.12: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP3/S.Carlos.

Fig.5.13: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP5/S.Carlos.

Fig.5.14: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP1/Campinas.

Fig.5.15: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP4/Campinas.

Fig.5.16: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP6/Campinas.

Fig.5.17: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP7/Campinas.

Fig.6.1: Curva tempo-recalque típica de todos os ensaios realizados.

Fig.6.2: Variação de Go com $\sigma o'$ para os corpos de prova naturais das três áreas investigadas.

Fig.6.3: Comparação entre os valores de Go determinados pelas duas diferentes técnicas.

Fig.6.4: Comparação entre Vs "in situ" e Vs de laboratório para as três áreas investigadas.

Fig.6.5: Comparação entre Go medido e Go calculado segundo a proposta de HARDIN (1978).

Fig.6.6: Variação de Go lab / Go Hardin versus grau de saturação para a amostra no. 4 da área de Bauru.

Fig.6.7: Determinação de novos coeficientes para a expressão 2.31.

Fig.6.8: Relação entre G1000 e σd para todos os corpos de prova ensaiados.

Fig.6.9: Comparação entre os valores de Vs medido e Vs calculado para os solos das três áreas investigadas.

Fig.6.10: Correlação entre (a) Vs x Nspt (b) Vs x profundidade.

Fig.6.11: Comparação entre os valores de Vs medidos e calculados pela expressão 6.3, para todos os solos lateriticos investigados.

Fig.6.12: Faixa de variação das curvas de degradação do módulo para os solos das áreas de Bauru, São Carlos e Campinas.

Fig.6.13: Curvas de degradação do módulo obtidas nos ensaios e confrontadas com diversas propostas.

Fig.6.14: Curva de degradação do módulo normalizada segundo proposta de HARDIN & DRNEVICH (1972b).

Fig.6.15: Curvas de degradação do módulo normalizada obtidas nos ensaios e confrontadas com diversas propostas.

Fig.6.16: Hipérbole simplificada proposta para representar a degradação do módulo dos solos estudados.

Fig.6.17: Variação de D versus γ obtida nos ensaios e confrontada com diversas propostas.

Fig.6.18: Comparação entre os valores de D medidos e calculados pela expressão 6.8, para todos os solos investigados.

2 - Lista de Fotos

Foto 3.1: Vista geral do sistema utilizado para aquisição de dados e controle de ensaios triaxiais.

Foto 4.1: Trado mecânico motorizado utilizado na abertura dos furos.

Foto 4.2: Detalhe dos tubos de PVC utilizados.

Foto 4.3: Detalhe do sismógrafo e do registrador sendo utilizados no ensaio "cross-hole".

Foto 4.4: Detalhe da fonte sísmica utilizada.

Foto 4.5: Detalhe do geofone utilizado.

Foto 4.6: Vista geral da execução do ensaio "cross-hole".

Foto 4.7: Registro típico para determinação do momento de chegada das ondas S utilizando o recurso da inversão de polaridade.

Foto 4.8: Registro típico para determinação do momento de chegada das ondas P.

Foto 4.9: Equipamento utilizado para ensaio triaxial de coluna ressonante.

Foto 4.10: Detalhe da câmara triaxial montada.

Foto 4.11: Registro típico do decaimento logarítmo da amplitude de deformação com o tempo.

3 - Lista de Tabelas

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

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

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

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

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

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

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

Tab.3.1: Caracterização e classificação dos solos estudados.

Tab.3.2: Parâmetros de resistência dos solos em estudo.

Tab.3.3: Resistência a compressão simples dos solos em estudo.

Tab.3.4: Parâmetros de compressibilidade obtidos das curvas de adensamento (Anexo 3)

Tab.4.1: Ensaios de coluna ressonante realizados.

Tab.4.2: Indices físicos dos corpos de prova da amostra no. 4 de Bauru.

Tab.5.1: Resultados dos ensaios sísmicos "cross-hole".

Tab.5.2: Resultados dos ensaios de coluna ressonante.

Tab.6.1: Valores de Vs1000 estimados para a tensão confinante de campo.

Tab.6.2: Valores sugeridos para coeficientes das expressões de HARDIN (1978).

Tab.6.3: Valores da deformação de referência (γr) definida por HARDIN & DRNEVICH (1972b).

Tab.6.4: Quadro de análise de variância.

Tab.6.5: Quadro de análise de variância e coeficiente de correlação.

4 - Lista de Símbolos

A - Coeficiente de rigidez,

A1 - Amplitude de vibração do 1o. ciclo após interrupção do sinal de excitação,

a1; a2; a3; b1; b2; b3 - parâmetros que relacionam Go (ou Vs) com Nspt (ou Qcpt),

a; b - Parâmetros hiperbólicos definidos por HARDIN & DRNEVICH (1972b),

An+1 - Amplitude de vibração do ciclo n+1,

ac - aceleração,

at - amplitude da aceleração tangencial,

c - Intercepto de coesão, em termos de tensões efetivas,

C - Porcentagem de aditivo cimentante,

c' - intercepto de coesão, em termos de tensões totais,

C' - Parâmetro utilizado na classificação MCT,

C1; C2; C3; C4 - Constantes da equação diferencial que representa a vibração torcional no ensaio de coluna ressonante,

Ca - Fator do conjunto acelerômetro-amplificador de carga,

CC - Coeficiente de correlação,

Cc - índice de compressão,

Cd - Distância entre a posição do acelerômetro e o eixo de rotação do corpo de prova,

CG - Características dos grãos como forma, tamanho, graduação e mineralogia,

Cm - Fator de forma,

d - diâmetro do corpo de prova,

D - Razão de amortecimento interno,

d1 e d2 - Medidas obtidas nos registros do ensaio "cross-hole",

D1000 - Razão de amortecimento interno para N igual a 1000 ciclos,

dfg - distância entre fonte e geofone,

Do - Razão de amortecimento interno máxima,

Dr - densidade relativa,

e - índice de vazios,

E - Módulo de elasticidade longitudinal ou de Young,

e' - parâmetro utilizado na classificação MCT,

Ed - Módulo dilatométrico determinado pelo dilatômetro de Marchetti,

eo - índice de vazios inicial,

F - Freqüência admensional,

f - Freqüência,

f(e) - Função que expressa o efeito do índice de vazios na expressão proposta por HARDIN (1978),

F1 - Fator que considera a idade da formação geológica, utilizado na expressão de OHTA & GOTO (1978),

f1 - Freqüência de ressonância do sistema equipamento-corpo de prova,

F2 - Fator que considera as características texturais do solo, utilizado na expressão de OHTA & GOTO (1978),

fo - Freqüência de ressonância do equipamento de coluna ressonante,

g - aceleração da gravidade,

G - Módulo de elasticidade transversal ou cisalhante,

G1000 - Módulo cisalhante máximo para 1.000 minutos de confinamento,

Go - Módulo cisalhante à baixa amplitude de deformação ou módulo cisalhante máximo,

h - Histórico de tensões ou de deformações,

H - Profundidade,

I - Momento polar de inércia de massa do corpo de prova,

IG - Parâmetro que retrata o efeito do tempo a longo prazo,

Io - Momento polar de inércia de massa da massa rígida,

IP - Índice de plasticidade,

J - Momento polar de inércia,

k - Coeficiente que depende do IP do solo, utilizado na expressão de HARDIN (1978),

K - Fator empírico utilizado na expressão de HARDIN & DRNEVICH (1972b), para estimativa de Do de areias e argilas,

K2 - Coeficiente empírico que varia com a compacidade do solo e amplitude de deformação, na expressão de SEED & IDRISS (1970),

K2max - Coeficiente empírico que varia com a compacidade do solo, na expressão de SEED & IDRISS (1970),

Km - Constante da mola do equipamento de coluna ressonante,

Ko - Coeficiente de empuxo de repouso,

kd - Constante de amortecimento do corpo de prova,

ks - Constante de mola do corpo de prova,

kt - Constante torque-corrente,

l - Altura do corpo de prova,

LL - Limite de liquidez,

LP - Limite de plasticidade,

n - Coeficiente que expressa a relação entre σ'_o e Go,

N - Número de ciclos,

NG - Parâmetro que retrata o efeito do tempo a longo prazo,

Nspt - Número de golpes para cravação do amostrador padrão conforme normalizado para a sondagem a percursão tipo SPT,

OCR - Razão de sobre-adensamento,

P - Onda de compressão,

Pa - Pressão atmosférica,

Qcpt - Resistência a penetração estática do cone,

$\overline{R}$ - Ensaios triaxiais adensado-rápido com medida de pressão neutra,

R - Onda de Rayleigh,

Rc - Resistência a compressão simples,

Rg - Coeficiente que expressa a relação entre os módulos Go e Ed,

Rt - Fator de ressonância,

Rtmax - Máximo fator de ressonância,

S - onda cisalhante,

s - Razão de energia do sistema,

Sr - Grau de saturação,

Su - Resistência ao cisalhamento não-drenada,

T - Período,

t - Tempo,

TP - tempo de percurso,

TPp1 - Tempo de percurso da onda P entre a fonte e o geofone 1,

TPp2 - Tempo de percurso da onda P entre a fonte e o geofone 2,

TPs1 - Tempo de percurso da onda S entre a fonte e o geofone 1,

TPs2 - Tempo de percurso da onda S entre a fonte e o geofone 2,

Tq - Torque,

Ts - Fator do sistema,

TT - Temperatura,

TV - Tempo de varredura,

V - Velocidade de propagação da onda,

Vp - Velocidade de propagação da onda de compressão,

Vpmed - Velocidade de propagação da onda P. Valor médio quando foi possível determinar os tempos de percurso TPP1 e TPP2,

Vs - Velocidade de propagação da onda cisalhante,

Vs1 - Velocidade de propagação da onda S entre a fonte e geofone 1,

Vs1000 - Velocidade de propagação da onda S para 1000 minutos de confinamento,

Vs2 - Velocidade de propagação da onda S entre a fonte e geofone 2,

Vs3 - Velocidade de propagação da onda S entre geofones 1 e 2,

Vsmed - Média das velocidades de propagação da onda S,

X - Amplitude do movimento harmônico simples,

w - teor de umidade,

wn - teor de umidade natural,

α; R; cc1 - Parâmetros da equação de RAMBERG & OSGOOD (1943),

γ - Amplitude de deformação cisalhante,

γh - Deformação hiperbólica,

γn - Peso específico,

γr - Deformação de referência,

δo - Decaimento logarítmico do equipamento de coluna ressonante,

δs - Decaimento logarítmico do sistema corpo de prova + equipamento,

ΔG - Variação do módulo cisalhante máximo,

ε - Deformação específica,

εv - Deformação específica volumétrica,

θ - Rotação angular,

θx - Componente da rotação angular na direção de x,

θe - Estrutura do solo,

λ - Constante de Lamé,

ν - Coeficiente de Poisson,

ρ - Massa específica,

ρd - Massa específica seca,

ρs - Massa específica dos solos,

σv - Tensão normal,

$\sigma v'$ - Tensão normal efetiva,

σd - Tensão desvio correspondente a deformação axial de 1 % no ensaio de compressão triaxial,

$\sigma o'$- Tensão normal efetiva octaédrica,

$\sigma ad'$- Pressão de pré-adensamento,

$\sigma 1$; $\sigma 2$; $\sigma 3$ - Tensões principais (maior, intermediária e menor, respectivamente)

τ - Tensão cisalhante,

τo - Tensão cisalhante octaédrica,

τmax - Tensão cisalhante de ruptura,

ϕ - Ângulo de atrito interno, em termos de tensões totais,

ϕ' - Ângulo de atrito interno, em termos de tensões efetivas,

ζ - Ângulo de fase,

ω - Freqüência angular.

5 - Lista de Abreviações

ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos,

ASCE - American Society of Civil Engineers,

ASTM - American Society for Testing and Materials,

Can. Geotech. Journal - Canadian Geotechnical Journal,

CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior,

CBGE - Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia,

CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico,

CP, C.P., cp e c.p. - Corpo de prova,

CPT - Cone penetration test,

DMSR - Dynamics Methods in Soil and Rock Mechanics,

DPC - Departamento de Projetos e Construção Civil,

ECSMFE - European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,

EESC - Escola de Engenharia de São Carlos,

ESOPT - European Symposium on Penetration Tests,

FAPESP - Fundação para o Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo,

FEAGRI - Faculdade de Engenharia Agrícola,

FEG - Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá,

FET - Faculdade de Engenharia e Tecnologia de Bauru,

FFCLRP - Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras de Ribeirão Preto,

FUNDEP - Fundações, Engenharia e Projetos S/C Ltda,

IAEG - International Association of Engineering Geology,

ICSMFE - International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,

IG - Instituto de Geociências,

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas,

ISOPT - International Symposium on Penetration Tests,

ISRM - International Society for Roch Mechanics,

JSSMFE - Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering,

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil - Lisboa,

N.A. - Nível d'agua,

N.T. - Nível do terreno,

PICD - Programa Institucional de Capacitação de Docentes,

Rev. Franç. Géotch - Reveu Française de Géotechnique,

SPT - Standard penetration test,

STP - Special Technical Publication,

SW-AJA - Shannow & Wilson, Inc. and Agabadian - Jacobsen Associetes,

UNESP - Universidade Estadual Paulista,

UNICAMP - Universidade Estadual de Campinas,

USP - Universidade de São Paulo.

1 - INTRODUÇÃO

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

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

A maior parte das informações sobre os parâmetros dinâmicos de solos brasileiros tem sido tratada como confidêncial, por estar ligada ao programa nuclear, assim pouco se sabe a esse respeito.

Considerando os aspectos particulares do comportamento de solos tropicais (DE MELLO, 1979) e os poucos trabalhos publicados na área de dinâmica (SAMARA & MARTINS, 1986 e BARROS, 1990), que mostram a não validade de expressões empíricas consagradas para estimativa do módulo cisalhante destes solos, torna-se de grande importância a obtenção de maiores informações e a abertura de linhas de pesquisa nesta área do conhecimento.

Como em nosso país a dinâmica dos solos ainda é incipiente, julgou-se importante iniciar este trabalho com uma extensa revisão da literatura. Detalham-se aspectos abordados nesta pesquisa e apresenta-se um levantamento dos resultados de ensaios dinâmicos realizados em solos brasileiros, que foram analisados com ênfase em algumas peculiaridades do comportamento de solos tropicais.

A fim de obter um maior número de resultados experimentais, escolheu-se áreas onde ocorrem solos típicos de regiões tropicais e onde o Departamento de Geotecnia da EESC-USP já vem desenvolvendo pesquisas (nas cidades de Bauru, São Carlos e Campinas). Estes solos foram, então, submetidos a uma investigação detalhada, especialmente com realização de ensaios dinâmicos "in situ" (ensaio sísmico "cross-hole") e em laboratório (ensaio de coluna ressonante), que permitiram obter os módulos cisalhantes e razões de amortecimento dos mesmos.

O levantamento de dados existentes e em especial os resultados experimentais gerados nesta pesquisa possibilitaram:

- dominar diferentes técnicas de obtenção, cálculo e interpretação de parâmetros dinâmicos dos solos;

- comparar os resultados obtidos por diferentes técnicas;

- avaliar os parâmetros dinâmicos de alguns solos brasileiros, especialmente enfocando características importantes dos solos tropicais;

- verificar a validade de expressões empíricas disponíveis para estimativa dos parâmetros dinâmicos destes solos;

- formular hipóteses acerca da não validade destas expressões;

- com base nos resultados dos ensaios realizados, propor alterações ou novas expressões que permitam melhores estimativas; e

- por se tratar de um trabalho pioneiro, indicar pesquisas complementares que possibilitarão um melhor entendimento do problema.

Deve-se destacar que, os resultados e conclusões desta pesquisa poderão ser utilizados numa análise preliminar do comportamento de vários solos brasileiros, uma vez que, em regiões tropicais, há grande potencialidade de ocorrência de solos similares aos estudados.

2 - REVISÃO DA LITERATURA

Para facilitar a apresentação dos resultados e principalmente para dar suporte as discussões e conclusões desta pesquisa, neste capítulo serão apresentados, com base na bibliográfia consultada, alguns princípios da dinâmica dos solos, os principais parâmetros dinâmicos, os fatores que os afetam, as técnicas mais comuns de determinação e as expressões empíricas mais empregadas para estimativa. É feito também um levantamento dos resultados de ensaios dinâmicos realizados em solos brasileiros e uma análise crítica da aplicabilidade de expressões empíricas consagradas para estimativa dos parâmetros dinâmicos destes solos.

2.1 - Dinâmica dos solos

2.1.1 - Um breve histórico

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

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

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

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

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

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

obras de terras sujeitas à solicitações sísmicas.

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

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

2.1.2 - Principais diferenças com a mecânica dos solos clássica

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

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

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

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

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

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

2.1.3 - Alguns princípios básicos

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

2.1.3.1 - Principais definições

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

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

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

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

- ciclo: o movimento completo durante um período;

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

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

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

2.1.3.2 - Propriedades do movimento harmônico

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

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

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

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

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

ou

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

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

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

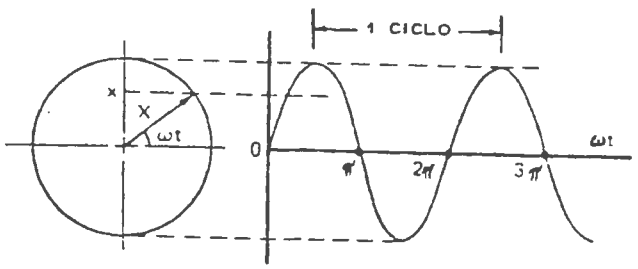


Fig.2.1: Representação vetorial do movimento harmônico simples (apud PRAKASK, 1981).

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

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

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

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

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

2.1.3.3 - Vibrações de sistemas com um grau de liberdade

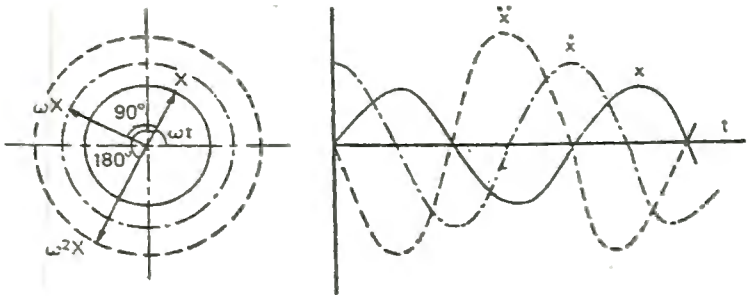


Fig.2.2: Representação vetorial do deslocamento, velocidade e aceleração (apud PRAKASK, 1981).

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

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

- vibração livre não amortecida;

- vibração livre com amortecimento viscoso;

- vibração forçada não amortecida;

- vibração forçada com amortecimento viscoso.

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

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

2.1.3.4 - Noções gerais sobre a propagação de ondas sísmicas

(a) Propagação de ondas em meios elásticos limitados

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

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

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

Alguns dos sistemas que podem ter seu movimento descrito por

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

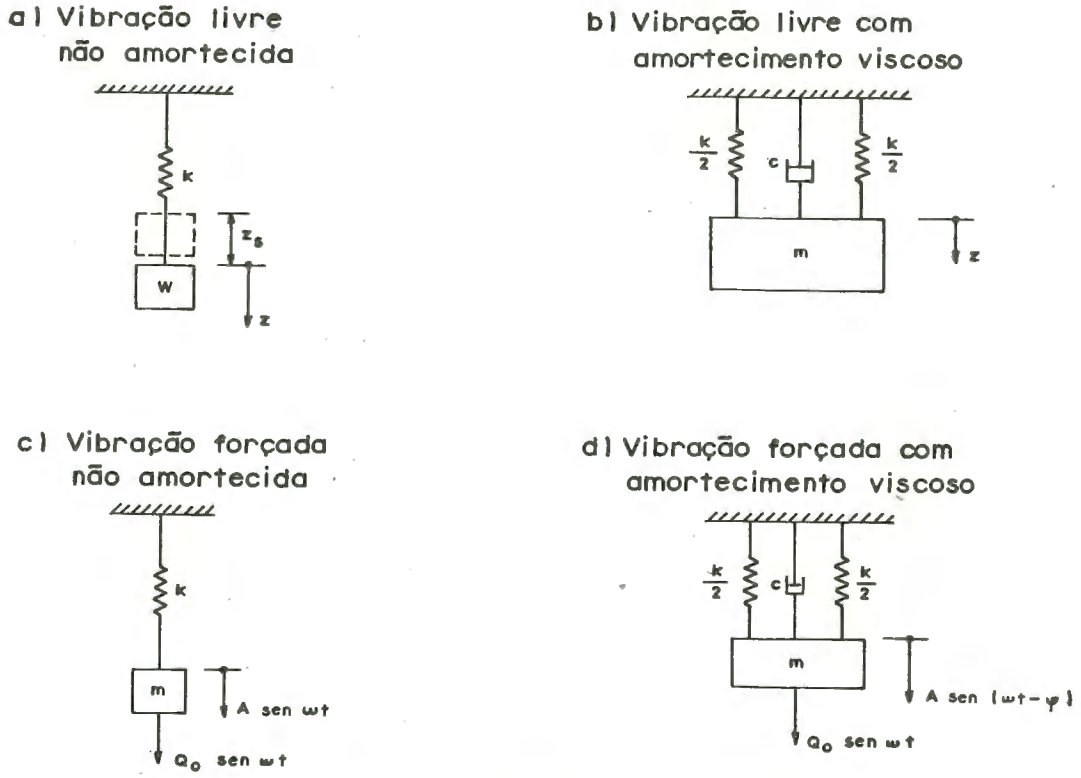


Fig.2.3: Representação de diferentes tipos de sistemas vibratórios com um grau de liberdade (apud RICHART et alii, 1970).

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

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

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

e

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

onde:

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

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

ρ - massa específica;

E - módulo de elasticidade longitudinal;

G - módulo de elasticidade transversal ou módulo cisalhante;

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

- ambas extremidades livres;

- uma extremidade livre e a outra fixa;

- ambas extremidades fixas.

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

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

(b) Propagação de ondas no globo terrestre

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

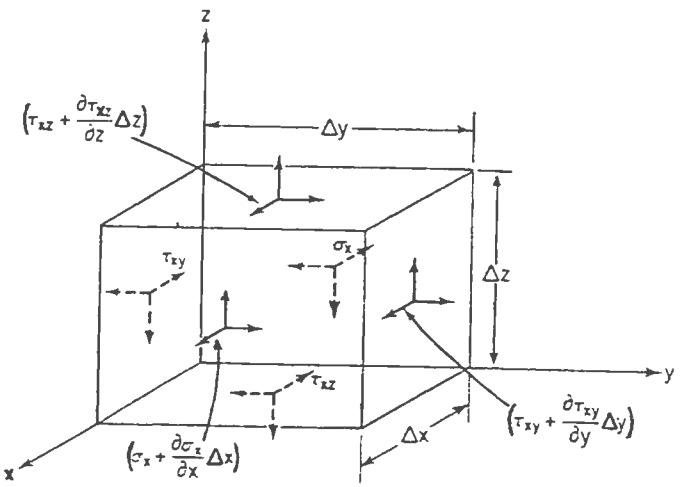


Fig.2.4: Tensões atuantes num elemento de um meio elástico infinito (apud RICHART et alii, 1970).

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

(1970) e apresentado aqui resumidamente como:

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

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

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

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

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

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

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

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

onde:

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

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

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

E - módulo de elasticidade transversal;

ν - coeficiente de Poisson.

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

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

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

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

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

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

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

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

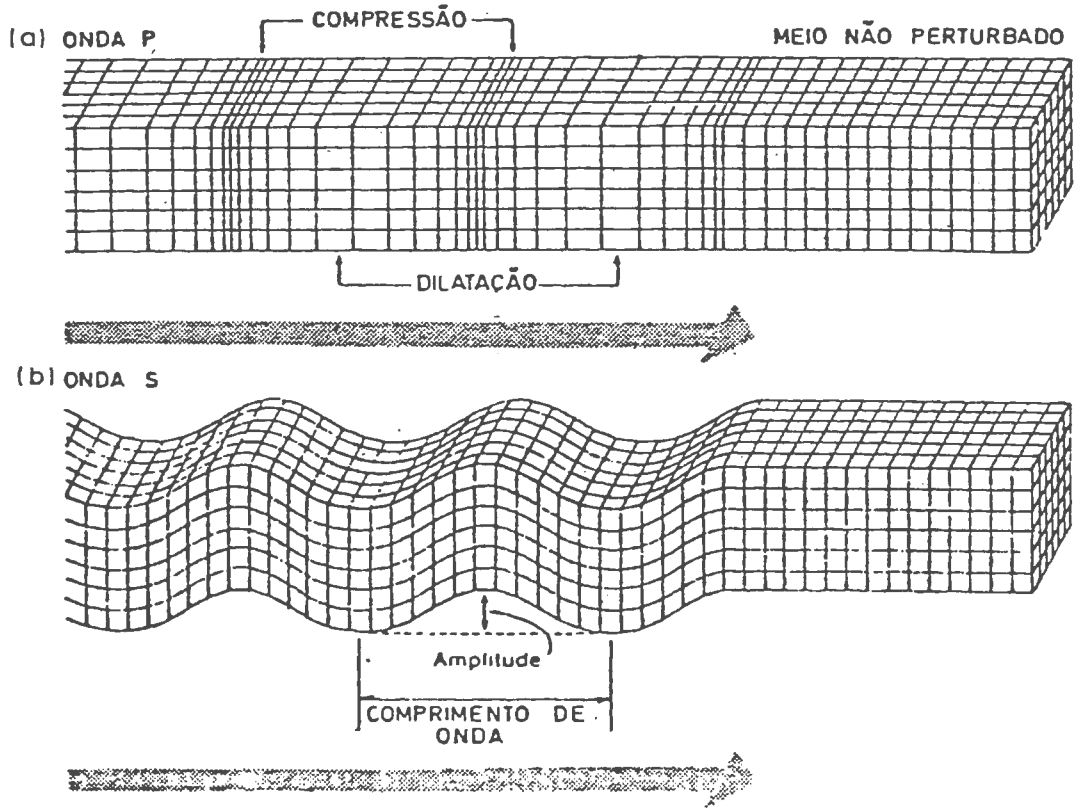


Fig.2.5: Representação esquemática da propagação das ondas P e S (apud RODRIGUES, 1979).

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

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

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

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

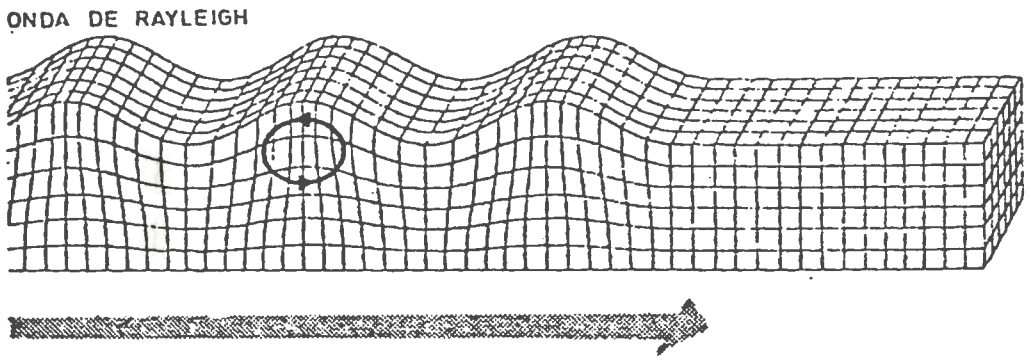


Fig.2.6: Representação esquemática da propagação da onda R (apud RODRIGUES, 1979).

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

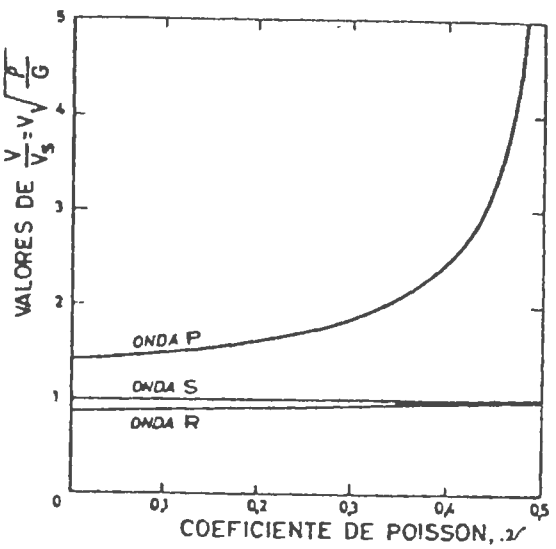


Fig.2.7: Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades de ondas P, S e R num semi-espaço elástico (apud RICHART et alii, 1970).

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

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

2.1.4 - Aplicações da dinâmica dos solos

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

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

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

2.2 - Parâmetros dinâmicos dos solos

2.2.1 - Definição dos principais parâmetros

Os parâmetros dinâmicos dos solos são:

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

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

propagação de ondas nos solos.

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

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

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

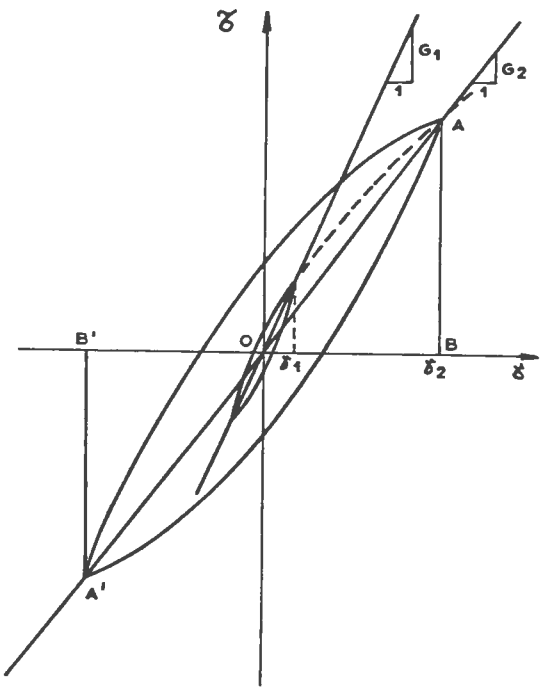


Fig.2.8: Relação tensão-deformação na histerese para diferentes amplitudes de deformação (apud SEED & IDRISS, 1970).

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

2.2.2 - Principais fatores que afetam os parâmetros dinâmicos dos solos

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

Destacam-se os trabalhos pioneiros e consagrados de HARDIN &

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

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

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

onde:

γ - amplitude de deformação cisalhante;

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

e - índice de vazios;

h - histórico de tensões ou de vibrações;

t - tempo;

Sr - grau de saturação;

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

τo - componente desviatória de tensões ou tensão cisalhante octaédrica;

f - freqüência de vibrações;

θe - estrutura do solo;

TT - temperatura.

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

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

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

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

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

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

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

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

2.2.2.1 - O efeito da amplitude de deformação

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

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

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

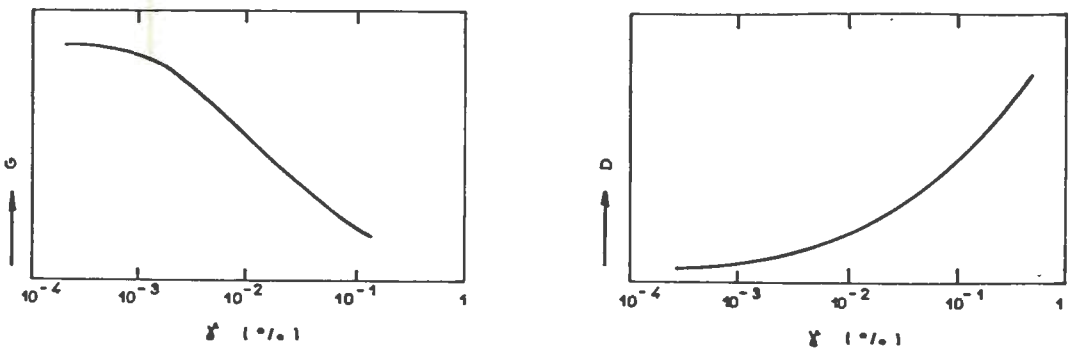


Fig.2.9: Representação esquemática do efeito da amplitude de deformação no módulo e no amortecimento dos solos (apud STOKOE, 1980).

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

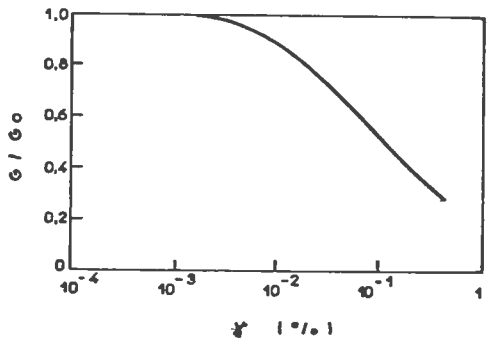


Fig.2.10: Representação esquemática da curva de degradação do módulo.

2.2.2.2 - O efeito da tensão normal efetiva octaédrica

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

2.2.2.3 - O efeito do índice de vazios

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

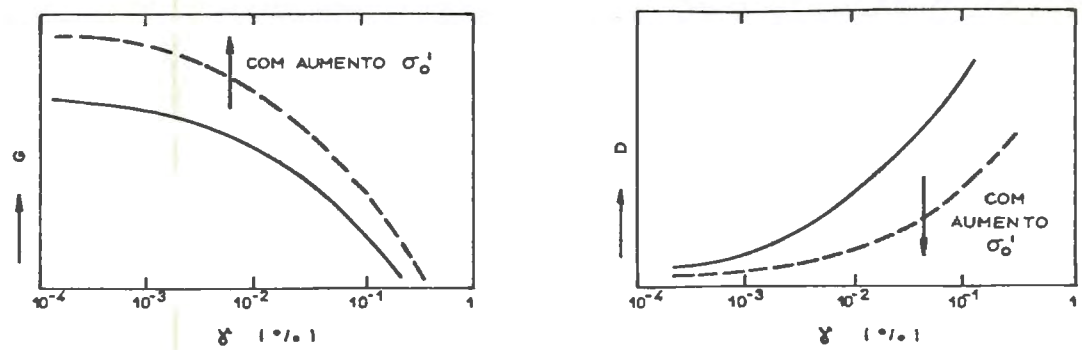


Fig.2.11: Representação esquemática do efeito do confinamento no módulo e no amortecimento dos solos (apud STOKOE, 1980).

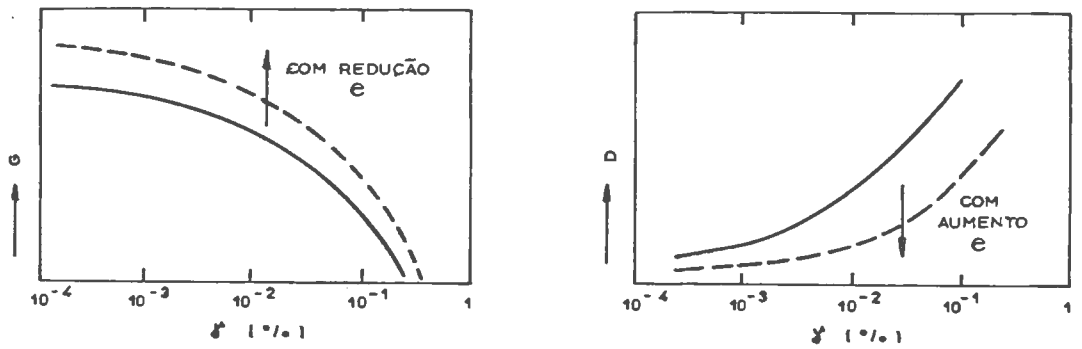


Fig.2.12: Representação esquemática do efeito de índice de vazios no módulo e no amortecimento dos solos (apud STOKOE, 1980).

2.2.2.4 - O efeito do pré-adensamento

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

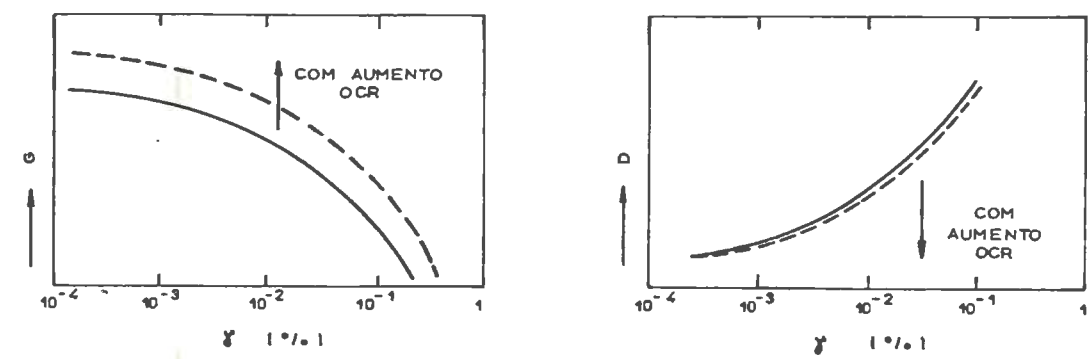


Fig.2.13: Representação esquemática do efeito do pré-adensamento no módulo e no amortecimento interno dos solos argilosos (apud DOBRY & VUCETIC, 1987 in VUCETIC & DOBRY, 1991).

2.2.2.5 - O efeito do tempo de confinamento

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

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

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

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

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

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

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

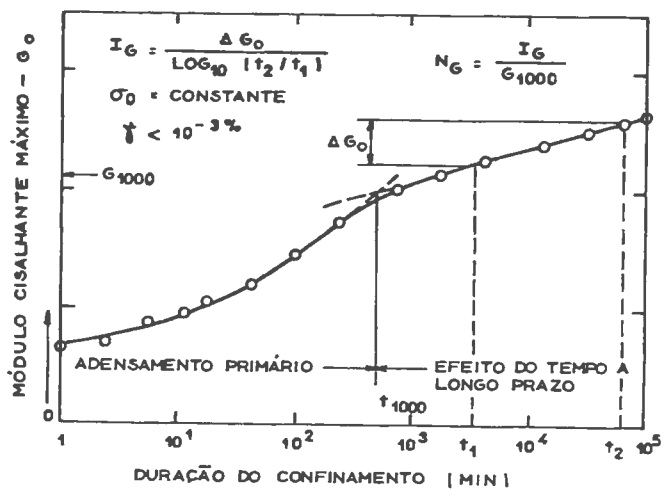


Fig.2.14: Fases de variação de Go com o tempo de confinamento (apud ANDERSON & STOKOE, 1977).

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

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

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

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

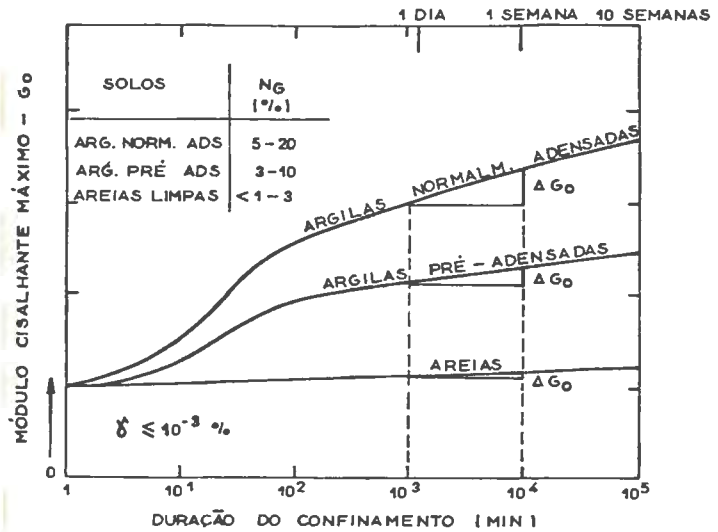


Fig.2.15: Efeito do tempo de confinamento no módulo cisalhante máximo (apud ANDERSON & STOKOE, 1977).

2.2.2.6 - O efeito da tensão de sucção

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

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

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

2.2.2.7 - O efeito de aditivos cimentantes

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

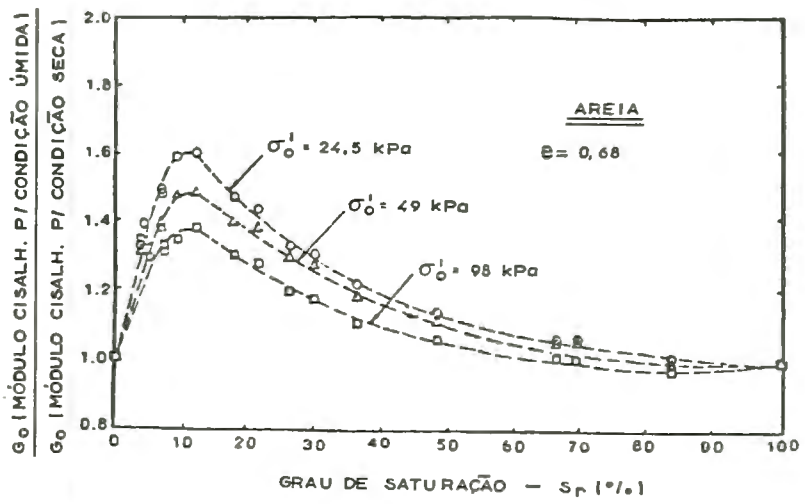


Fig.2.16: Relação entre Go(condição umida)/Go(condição seca) versus o grau de saturação para uma areia sob diferentes tensões confinantes (apud Wu, 1983).

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

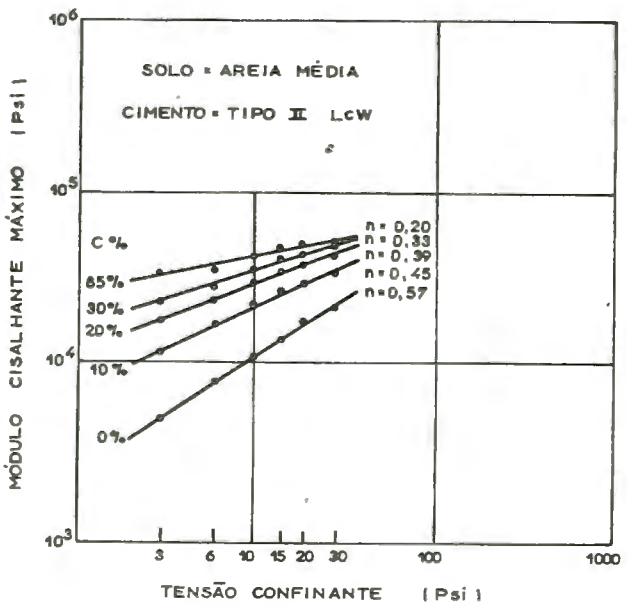


Fig.2.17: Variação de Go com a tensão confinante e a porcentagem de cimento para uma areia (apud CHANG & WOODS, 1987).

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

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

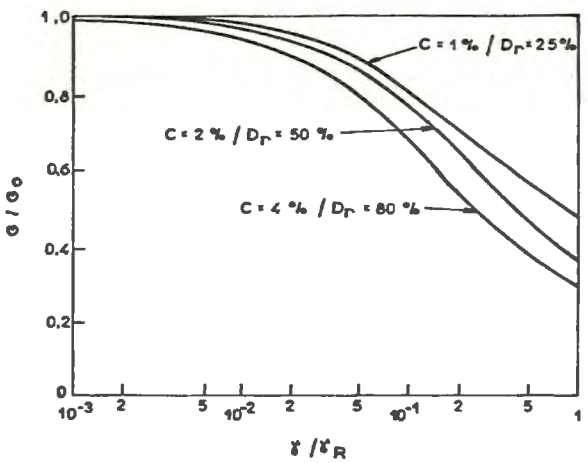


Fig.2.18: Efeito da porcentagem de cimento e densidade relativa na curva de degradação do módulo para a areia Monterey no. 0 (apud ACAR & EL-TAHIR, 1986).

2.2.2.8 - O efeito da plasticidade

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

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

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

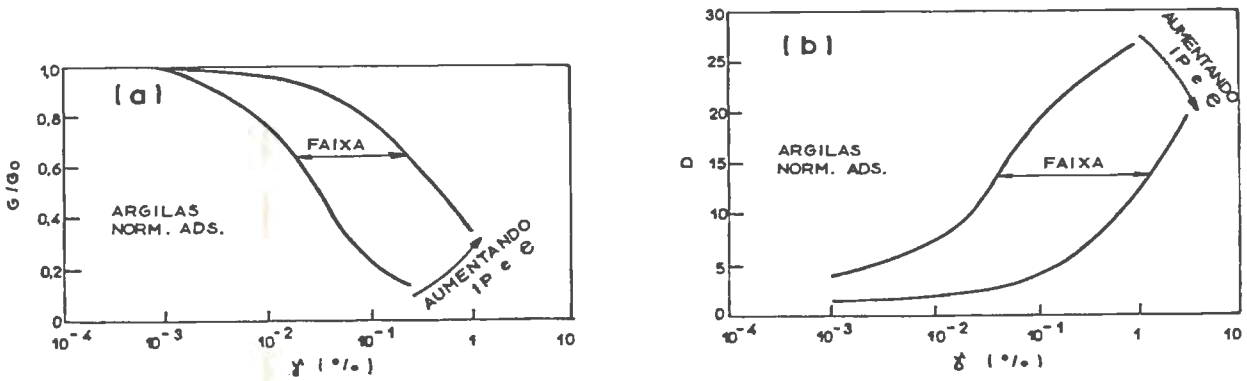


Fig.2.19: Variação de G/Go x γ e D x γ com o índice de plasticidade e o índice de vazios do solo (apud VUCETIC & DOBRY, 1991).

2.2.2.9 - Os demais fatores que afetam G e D

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

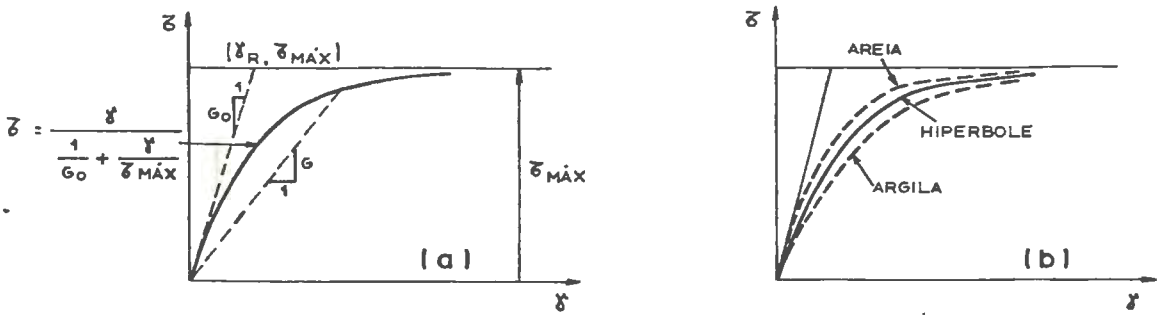
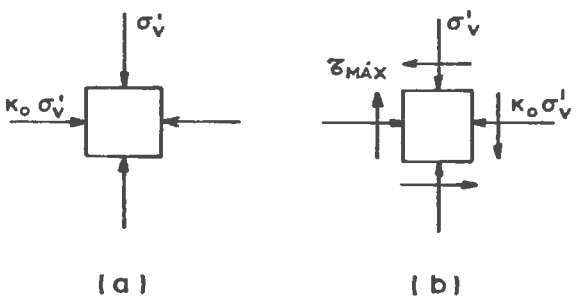


Fig.2.20: (a) Representação da curva tensão-deformação hiperbólica (b) Relação entre o comportamento idealizado e o observado para areias e para argilas (apud HARDIN & DRNEVICH, 1972b).



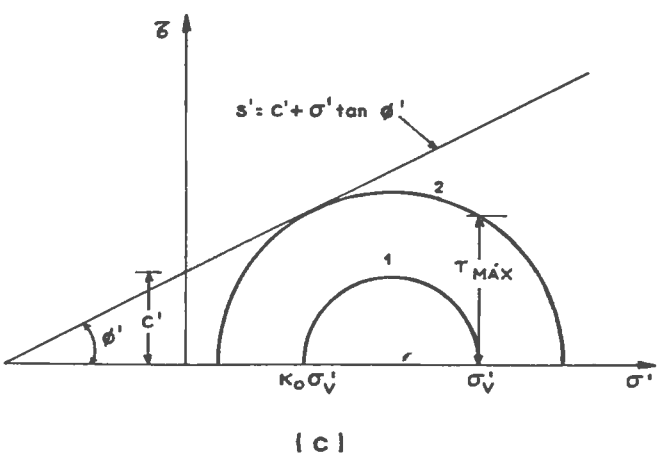


Fig.2.21: Definição de τ max (apud DAS, 1983).

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

simplificada, expressa pela seguinte equação:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Estas equações podem ser representadas por uma única curva,

conforme Figura 2.22.

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

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

f = freqüência [Hz] N = no. de ciclos

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

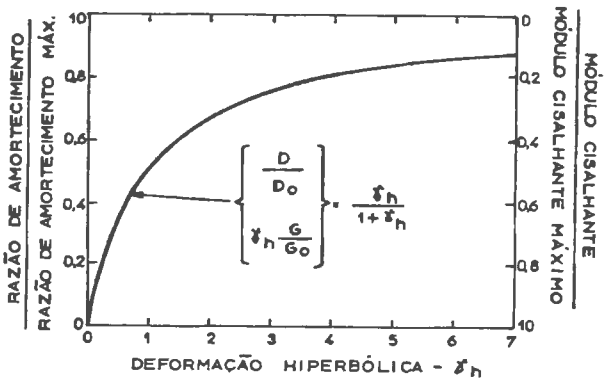


Fig.2.22: Relação entre G/Go e D/Do versus γh (apud HARDIN & DRNEVICH,1972b)

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

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

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

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

posição da curva proposta.

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

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

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

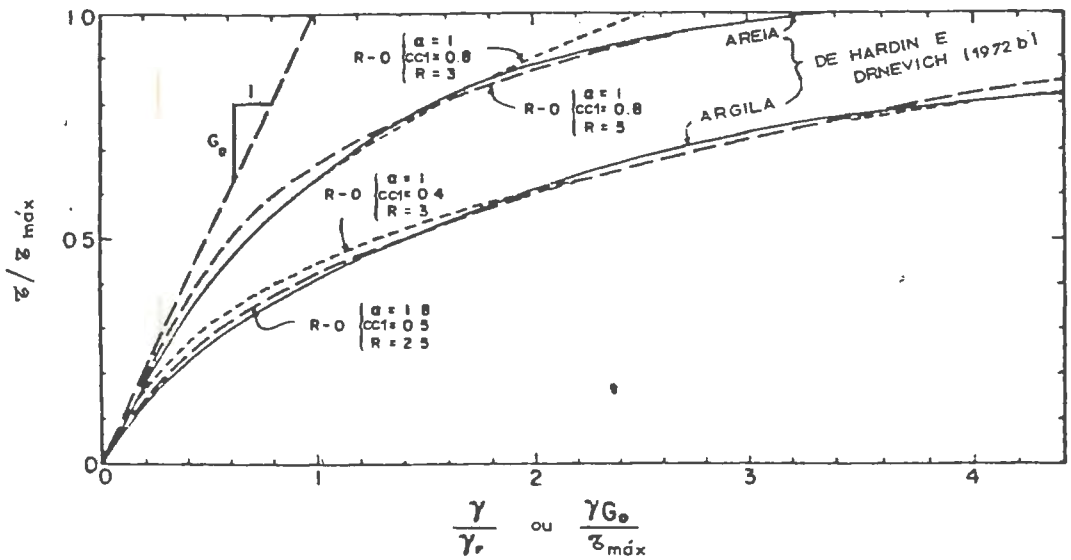


Fig.2.23: Representação do modelo de RAMBERG & OSGOOD (1943) (apud RICHART, 1977).

2.3 Obtenção dos parâmetros dinâmicos dos solos

2.3.1 Através de ensaios "in situ" e em laboratório

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

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

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

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

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

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

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

2.3.1.1 - Ensaios de laboratório

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

Sua grande vantagem é a possibilidade de estudar alguns

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

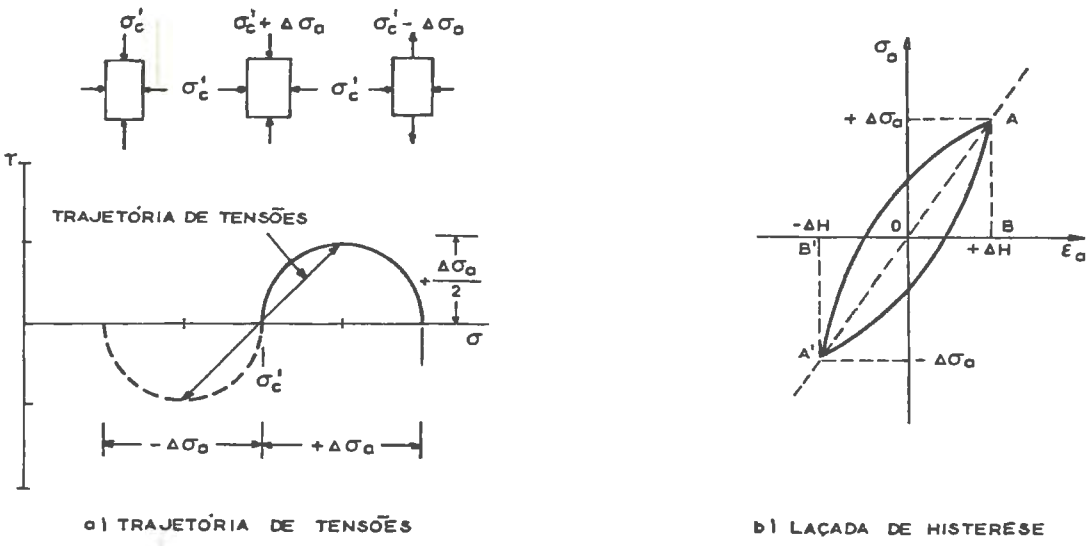
(a) Ensaio de compressão triaxial cíclico

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

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

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

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



a) TRAJETÓRIA DE TENSÕES b) LAÇADA DE HISTERESE

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

(b) Ensaio de cisalhamento simples

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

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

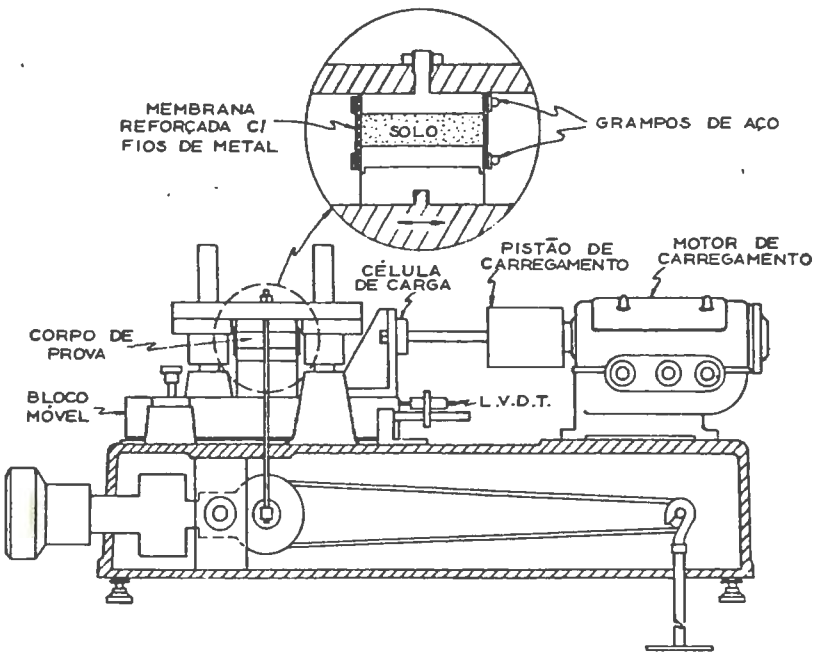


Fig.2.25: Prensa de cisalhamento simples modificada (apud THIERS & SEED, 1968).

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

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

(c) Ensaio de cisalhamento torcional

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

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

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

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

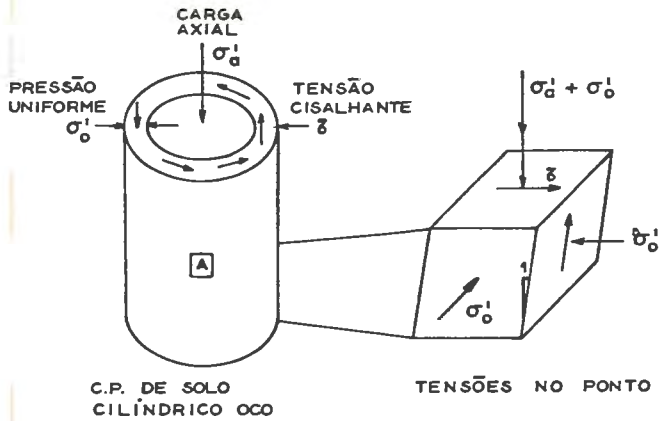


Fig.2.26: Ensaio de cisalhamento torcional em amostras cilíndricas ocas (apud DRNEVICH, 1972).

(d) Ensaio de pulso ultrasônico

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

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

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

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

(e) Ensaio de coluna ressonante

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

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

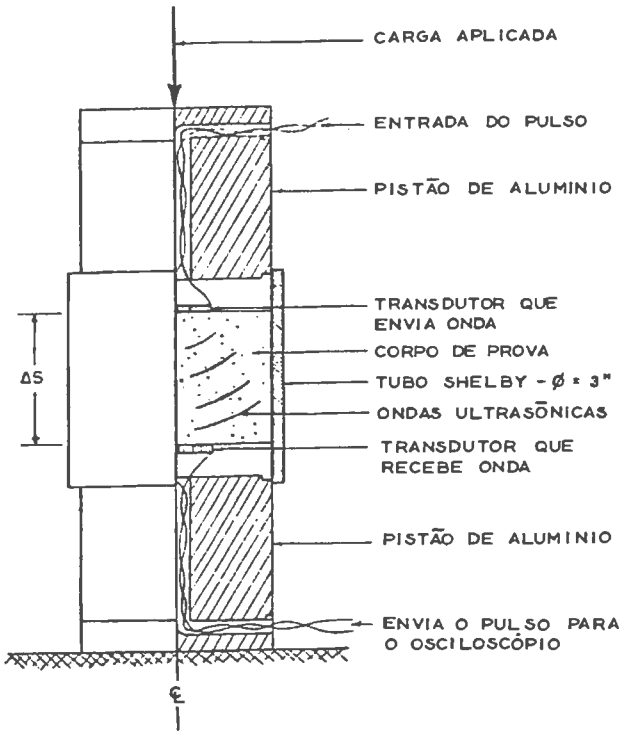


Fig.2.27: Esquema do ensaio de pulso ultrasônico (apud WHITMAN & LAWRENCE, 1963).

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

Uma análise detalhada dos procedimentos usuais para um dos tipos deste ensaio é apresentada no item 4.1.2.

2.3.1.2 - Ensaios "in situ"

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

(a) Ensaio de refração sísmica

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

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

Na Figura 2.28 ilustra-se o procedimento descrito.

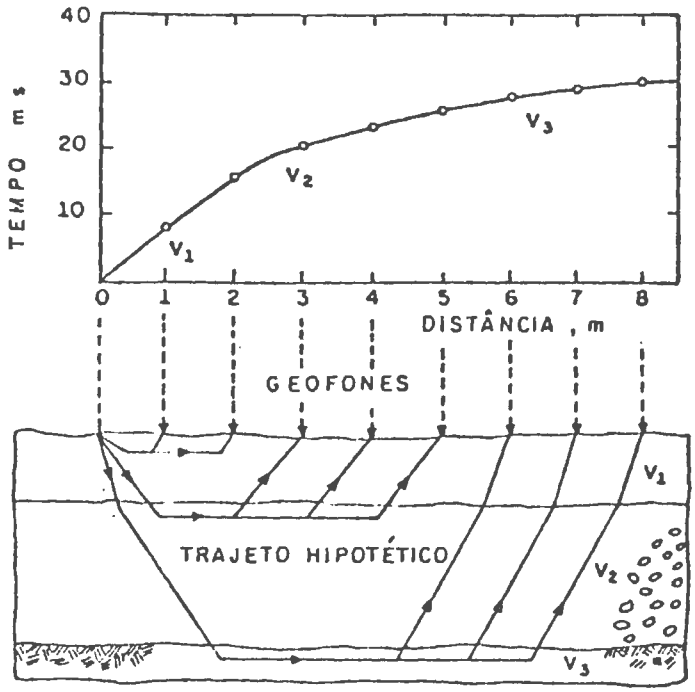


Fig.2.28: Ensaio de refração sísmica e interpretação do resultado (apud BARROS et alii, 1988).

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

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

(b) Vibrações em regime estacionário

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

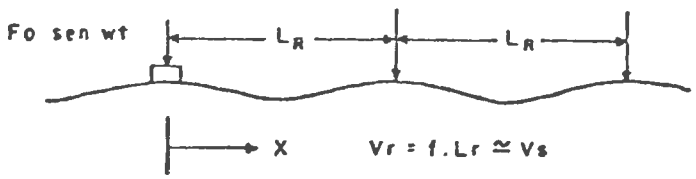
Faz-se a determinação da velocidade de propagação das ondas

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

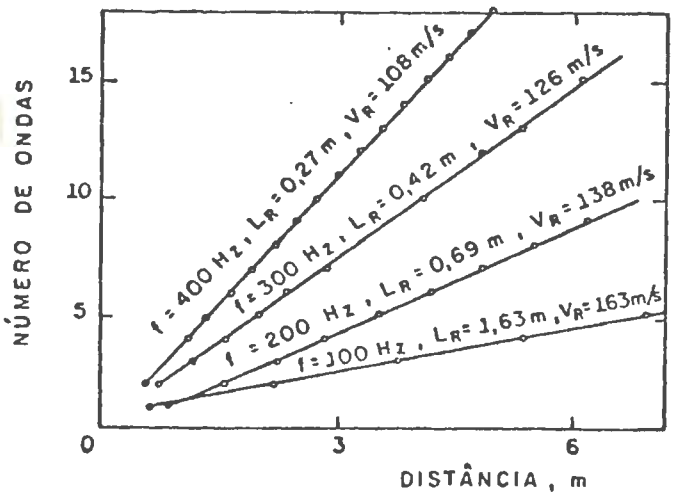
Caso queira, pode-se melhorar a precisão da determinação da velocidade da onda cisalhante (Vs), arbitrando-se um coeficiente de Poisson (ν) adequado e utilizando-se da relação entre Vs, Vr e ν, ilustrada no gráfico da Figura 2.7. Esta correção é significativa para valores de coeficiente de Poisson menores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

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

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



a) SUPERFÍCIE DO ESPAÇO SEMI INFINITO



b) COMPRIMENTO DE ONDA DE SUPERFÍCIE

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

(c) Ensaios sísmicos em furos de sondagem

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

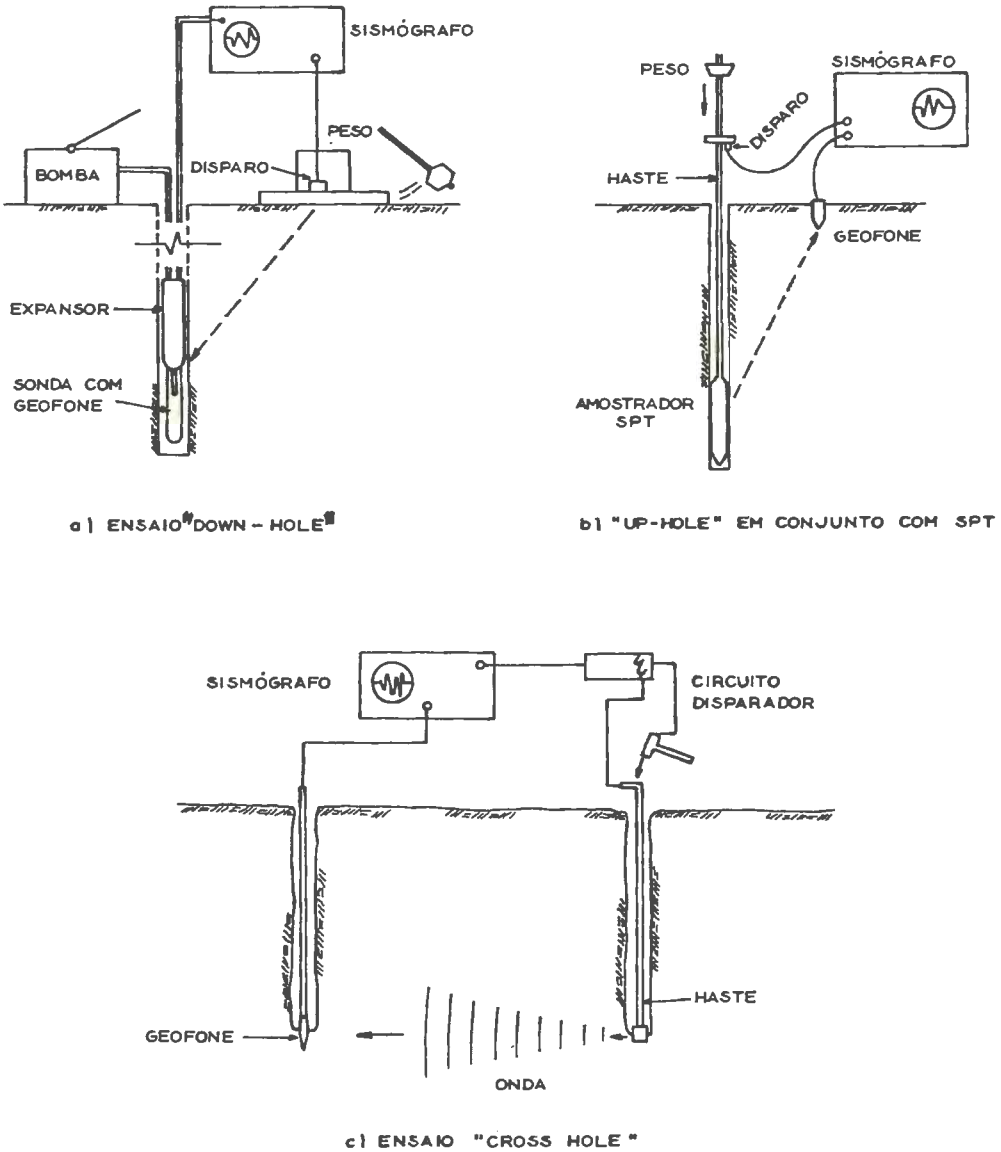


Fig.2.30: Arranjos para execução de ensaios sísmicos em furos de sondagem (apud RICHART, 1977).

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

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

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

No caso do "cross-hole" são feitos pelo menos dois furos de sondagem e a partir de um deles, gera-se a solicitação, enquanto no outro faz-se a medida do tempo de percurso da onda. Detalhes sobre preparo, execução, interpretação e cálculo deste ensaio serão apresentados no item 4.1.1.

2.3.1.3 - Um resumo dos ensaios dinâmicos

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

2.3.1.4 - Ensaios mais utilizados no Brasil

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

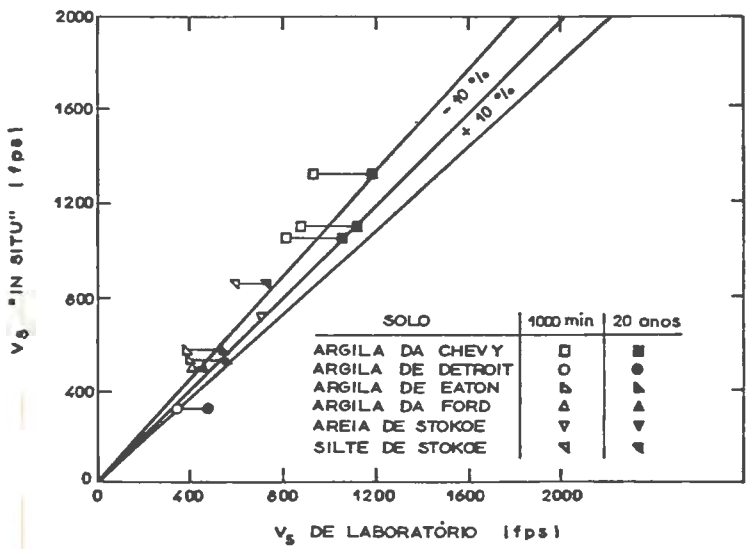


Fig.2.31: Comparação entre os valores de Vs "in situ" e em laboratório (apud ANDERSON & WOODS, 1975).

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

2.3.2 - Estimativa de parâmetros dinâmicos

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

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

2.3.2.1 - Módulo cisalhante máximo

(a) Expressões empíricas baseadas em ensaios de laboratório

- Função de e, $\sigma o'$, OCR

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

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

As fórmulas mais recentes apresentam uma expressão geral do tipo:

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

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

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

$A = 625$
$n = 0,5$

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

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

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

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

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

- Função da resistência estática

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

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

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

onde σd é expresso em Psi e Go em Ksi.

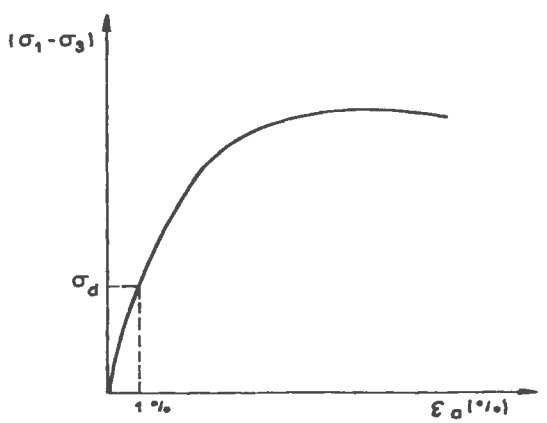


Fig.2.32: Definição de σd no ensaio triaxial.

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

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

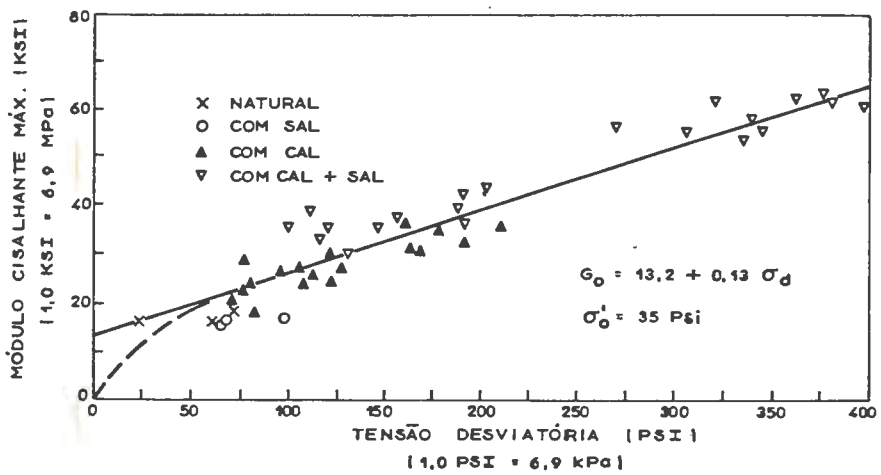


Fig.2.33: Relação entre Go e σd para uma argila expansiva tratada com diferentes aditivos (apud AU & CHAE, 1980).

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

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

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

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

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

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

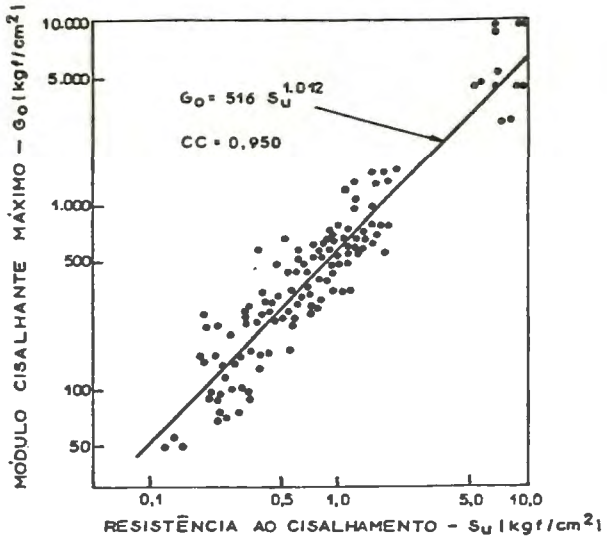


Fig.2.34: Relação entre Go e Su para solos argilosos (apud HARA et alii, 1974).

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

- A partir da sondagem de simples reconhecimento (SPT)

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

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

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

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

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

ou

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

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

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

e

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

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

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

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

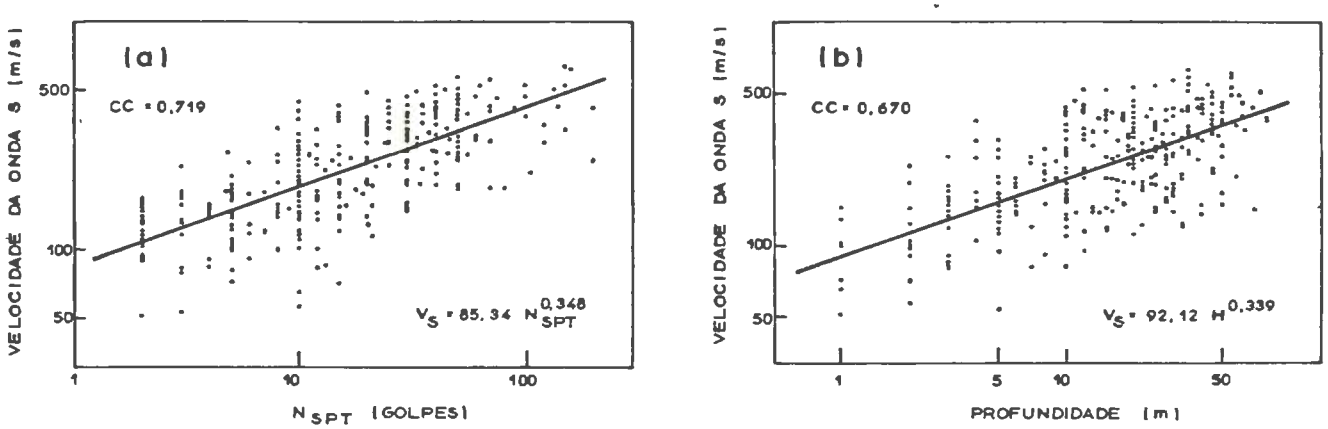


Fig.2.35: Relação entre (a) Vs x Nspt (b) Vs x profundidade (apud OHTA & GOTO, 1978).

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

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

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

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

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

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

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

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

- A partir do ensaio de penetração contínua (CPT)

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

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

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

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

onde a3 e b3 são constantes definidas para cada caso.

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

- A partir do ensaio dilatométrico (DMT)

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

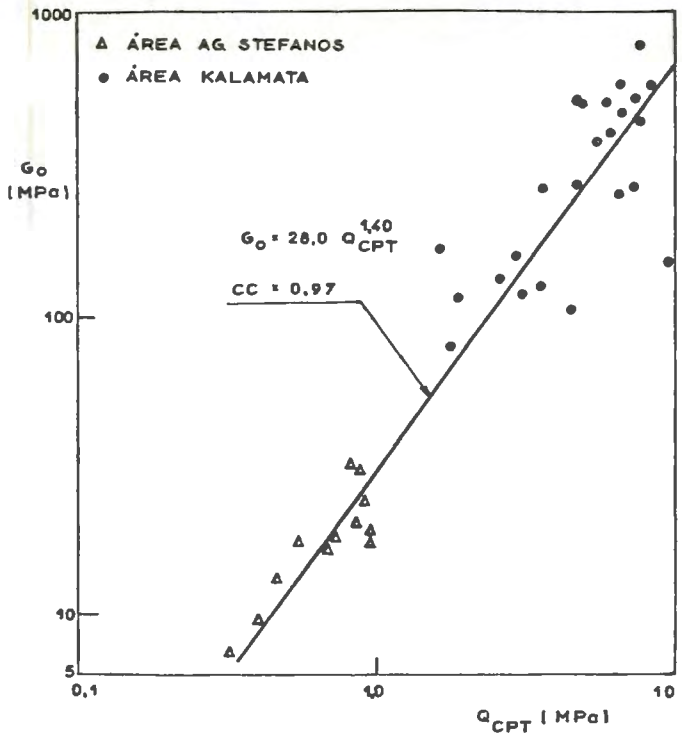


Fig.2.36: Relação entre Go e Qcpt (apud BOUCKOVALAS et alii, 1989).

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

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

2.3.2.2 - Módulo cisalhante

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

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

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

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

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

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

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

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

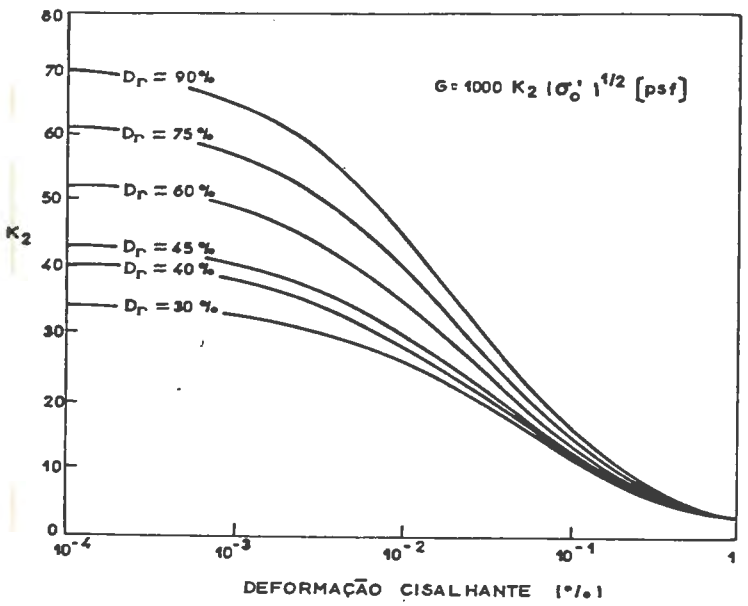


Fig.2.37: Variação de G x γ para areias em função da densidade relativa (apud SEED & IDRISS, 1970).

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

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

sendo:

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

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

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

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

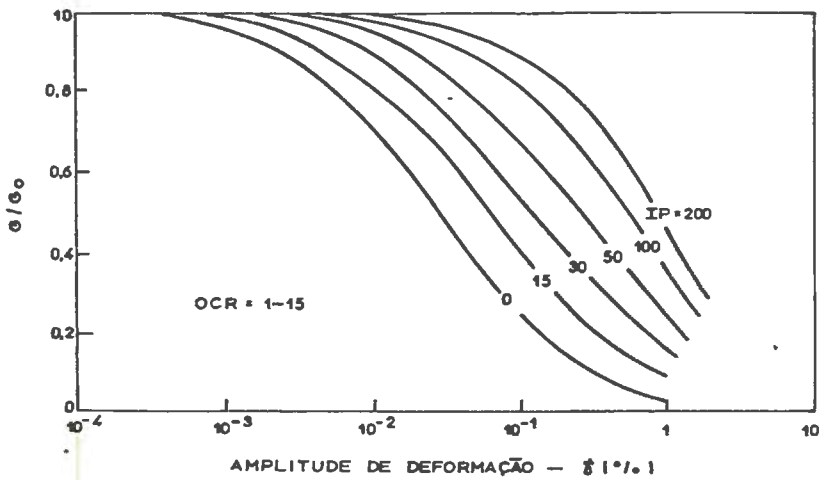


Fig.2.38: Relação de G/Go x γ para solos normalmente e pré-adensados em função do índice de plasticidade (apud VUCETIC & DOBRY, 1991).

2.3.2.3 - Razão de amortecimento interno

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

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

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

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

Para solos coesivos saturados Do é dado por:

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

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

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

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

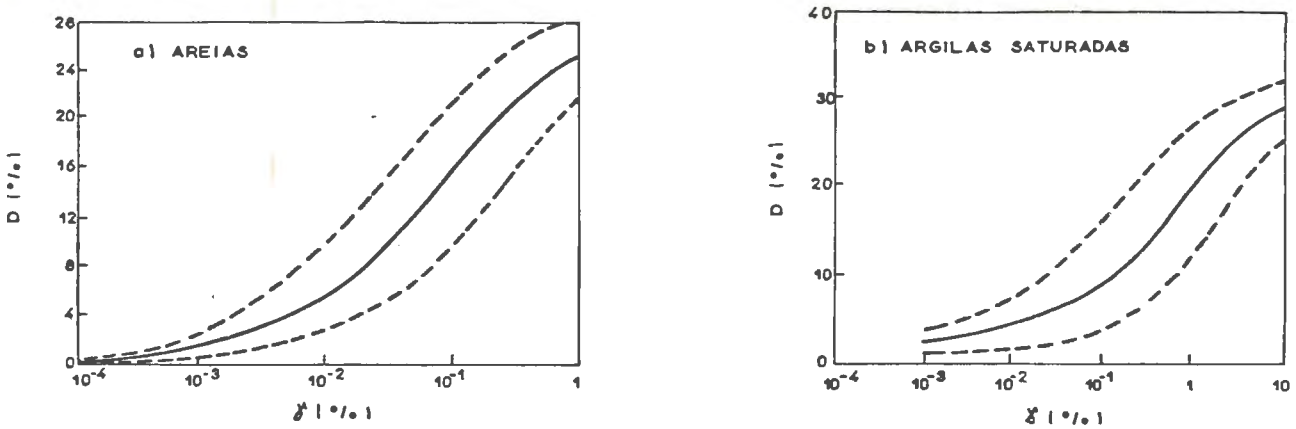


Fig.2.39: Variação de D x γ para areias e argilas saturadas (apud SEED & IDRISS, 1970).

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

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

e

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

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

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

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

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

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

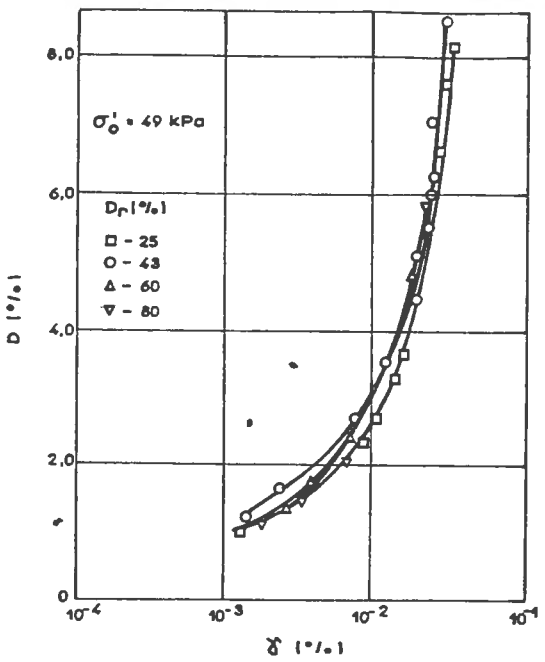


Fig.2.40: Efeito da compacidade na razão de amortecimento da areia Monterey no. 0 (apud SAXENA & REDDY, 1989).

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

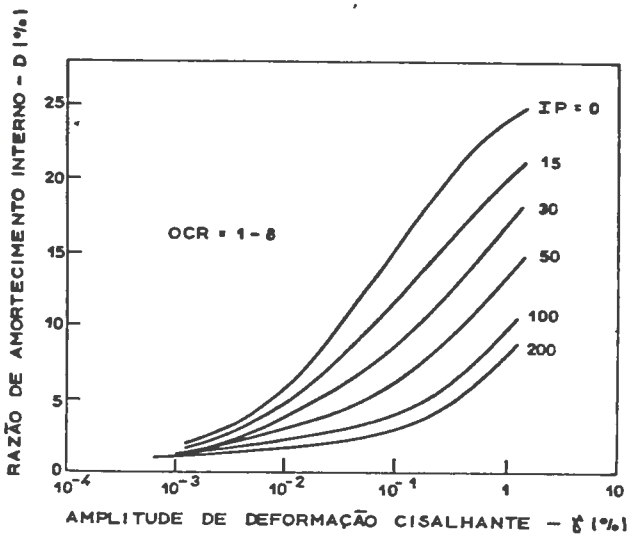


Fig.2.41: Relação entre D x γ para solos normalmente e pré-adensados em função do índice de plasticidade do solo (apud VUCETIC & DOBRY, 1991).

2.4 - Parâmetros dinâmicos de solos tropicais

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

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

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

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

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

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

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

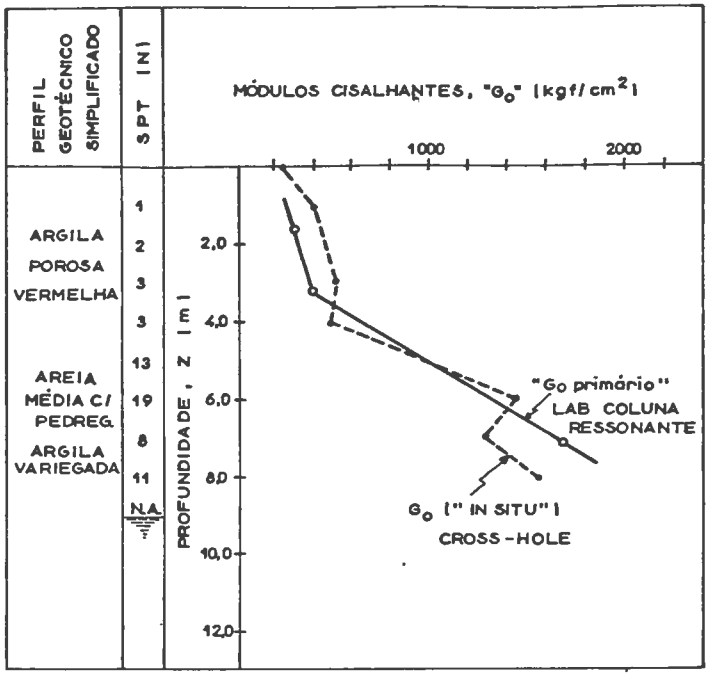


Fig.2.42: Comparações entre os valores de Go obtidos através dos ensaios de coluna ressonante e de "cross-hole" (apud SAMARA & MARTINS, 1986).

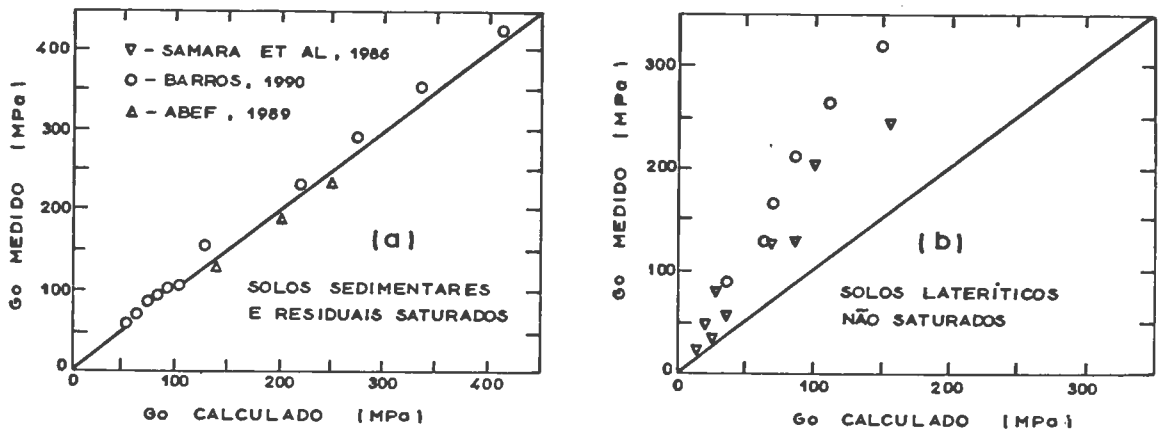


Fig.2.43: Comparação entre os valores de Go medidos versus Go calculado (adaptado de SAMARA & MARTINS, 1986; ABEF, 1989 e BARROS, 1990).

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

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

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

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

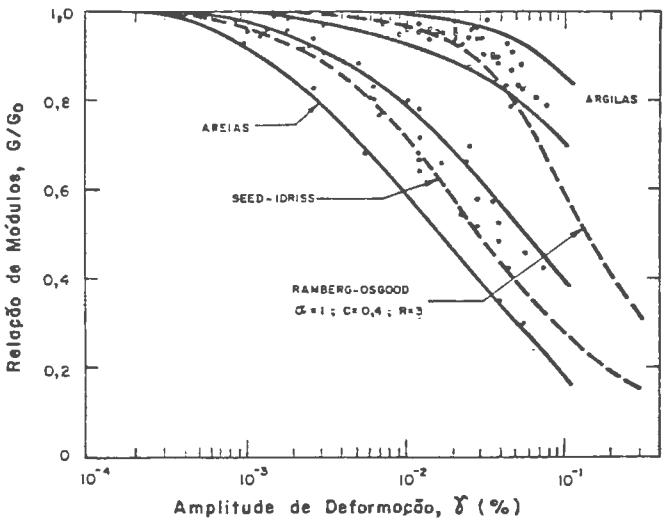


Fig.2.44: Síntese de resultados de ensaios realizados em solos sedimentares brasileiros confrontados com curvas propostas por diversos autores (apud MARTINS, 1990).

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

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

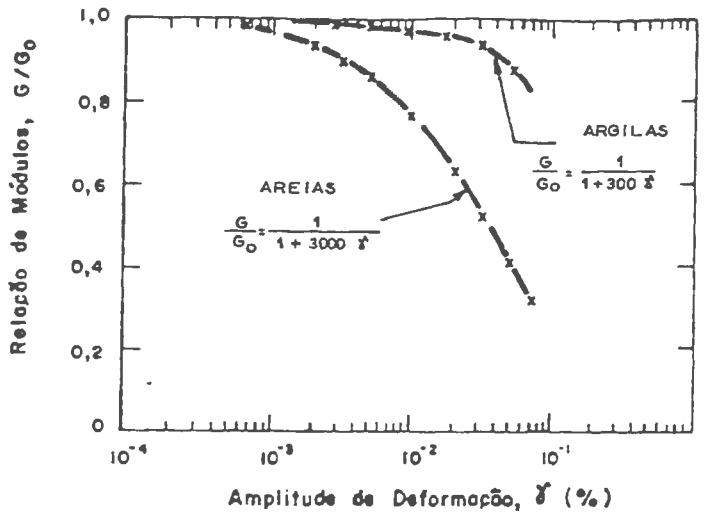


Fig.2.45: Modelo proposto para representar o comportamento de areias e argilas sedimentares brasileiras (apud MARTINS, 1990).

3 - SOLOS ESTUDADOS

A fim de melhor conhecer o comportamento dinâmico de solos de regiões tropicais, procurou-se definir áreas de ocorrências de tais solos para que estes fossem submetidos a uma investigação detalhada.

3.1 - Escolha dos solos e das áreas a serem investigadas

3.1.1 - Justificativa da escolha

Procurou-se definir áreas experimentais que atendessem os seguintes requisitos:

- apresentassem solos típicos de regiões tropicais e que fossem representativos daqueles que ocorrem em nosso país;
- apresentassem diferentes texturas, desde um mais arenoso até um mais argiloso;
- seria interessante que apresentassem, num mesmo perfil, diferentes camadas, especialmente aquelas de comportamento laterítico e de comportamento não laterítico;
- de fácil acesso, próximas a São Carlos, e em locais onde o Departamento de Geotecnia já vem desenvolvendo pesquisas. Isto facilitaria a obtenção de informações úteis a este trabalho.

3.1.2 - Áreas escolhidas

Com base no exposto, optou-se por áreas experimentais existentes nas cidades de Bauru, São Carlos e Campinas. A localização destas cidades no estado de São Paulo é apresentada na Figura 3.1.

Com base em mapas geológicos e pedológicos do Brasil, indicam-se, nas Figuras 3.2 e 3.3, regiões do país com potencialidade de ocorrência de perfis semelhantes àqueles encontrados nas áreas experimentais de Bauru, São Carlos e Campinas.

3.1.2.1 - Área experimental de Bauru

Esta área localizada-se dentro do conjunto habitacional Parque das Camélias I, próxima ao cruzamento das Ruas XXII e Dr. Gonzaga Machado. O solo apresenta textura arenosa, praticamente homogênea com a profundidade. Foi desenvolvido também nesta área uma pesquisa sobre a colapsividade do solo de Bauru e sua influência em estacas de pequeno porte (Lobo, 1991).

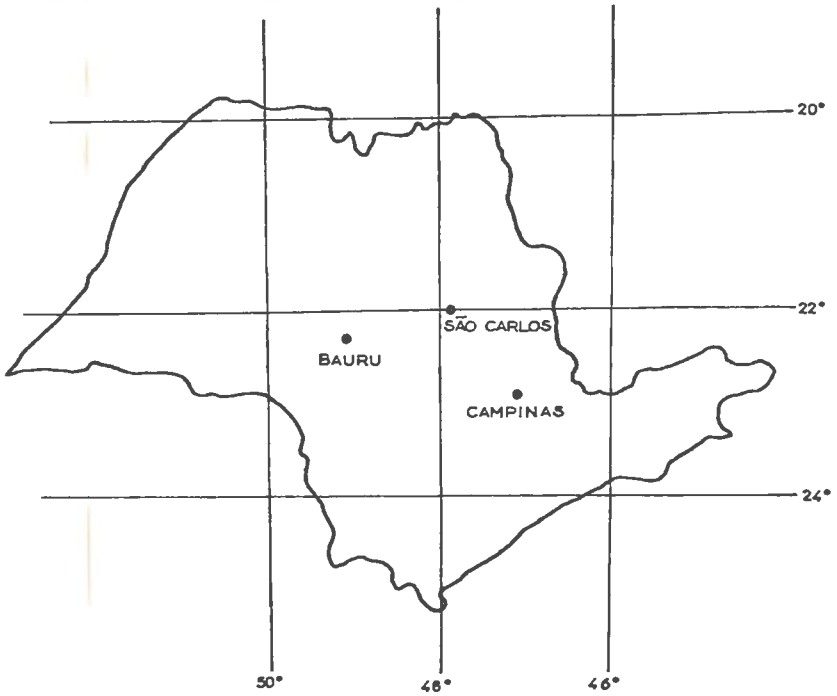


Fig.3.1: Localização das cidades no estado de São Paulo.

A localização desta área dentro do conjunto habitacional Parque das Cámelias I é apresentada na Figura 3.4.

3.1.2.2 - Área experimental de São Carlos

Em São Carlos, a área experimental localizada-se dentro do "Campus" da USP, próxima a Associação de Funcionários da Escola de Engenharia de São Carlos (AFEESC) (Figura 3.5). Tem-se concentrado nesta área várias pesquisas de interesse do Departamento de Geotecnia, especialmente sobre o estudo do comportamento de estacas (já concluidas: MENEZES, 1990 e CARVALHO, 1991), conseqüentemente com um grande número de informações existentes. O solo apresenta textura areno-argilosa, com presença de duas camadas distintas, o sedimento cenozóico sobre o solo residual de arenito.

3.1.2.3 - Área experimental de Campinas

Esta área encontra-se localizada dentro do "campus" da UNICAMP - Campinas, próxima à Faculdade de Engenharia Agrícola (FEAGRI), e foi reservada para concentrar as pesquisas na área de engenharia de fundações, sobre responsabilidade de CARVALHO (1988). O solo apresenta textura argilosa, também com presença de duas camadas distintas; uma de argila porosa laterítica sobre outra silto-argilosa, formadas pela decomposição de diabásio.

A localização desta área dentro do "campus" da UNICAMP é apresentada na Figura 3.6.

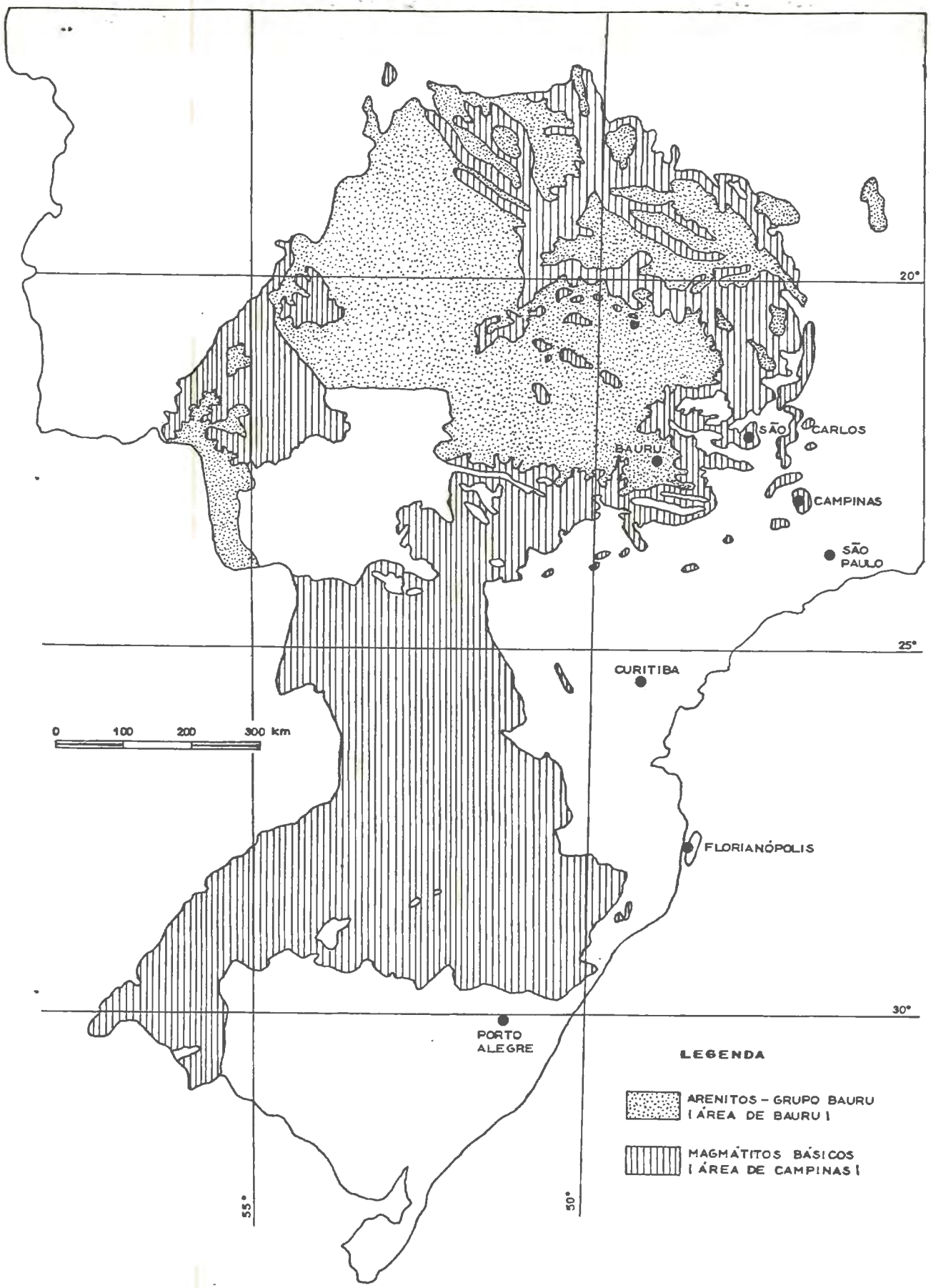


Fig.3.2: Algumas regiões do Brasil com potencialidade de ocorrência de perfis similares ao das áreas de Bauru e Campinas.

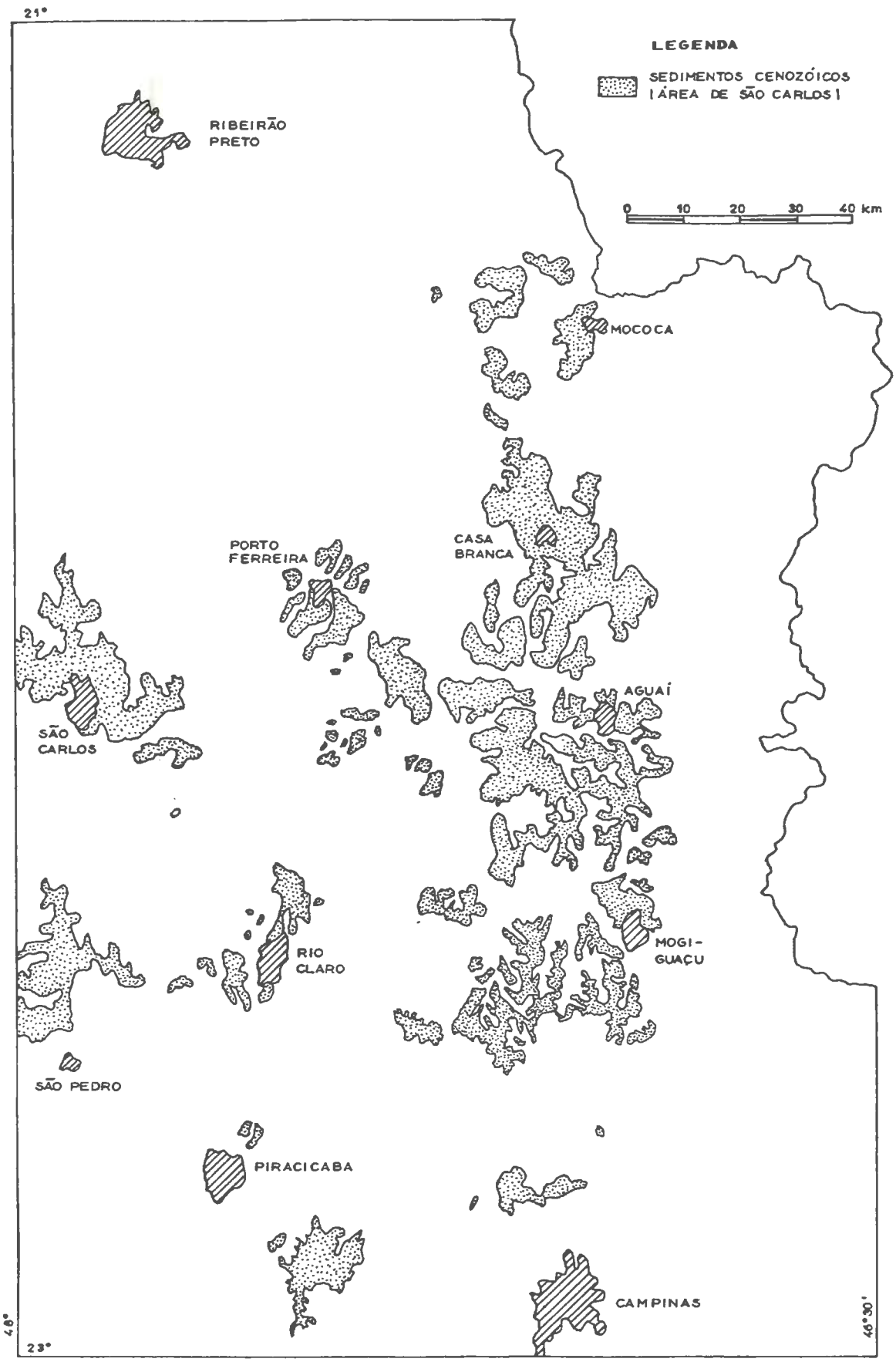


Fig.3.3: Algumas regiões do estado de São Paulo com potencialidade de ocorrência de perfis similares ao da área de São Carlos.

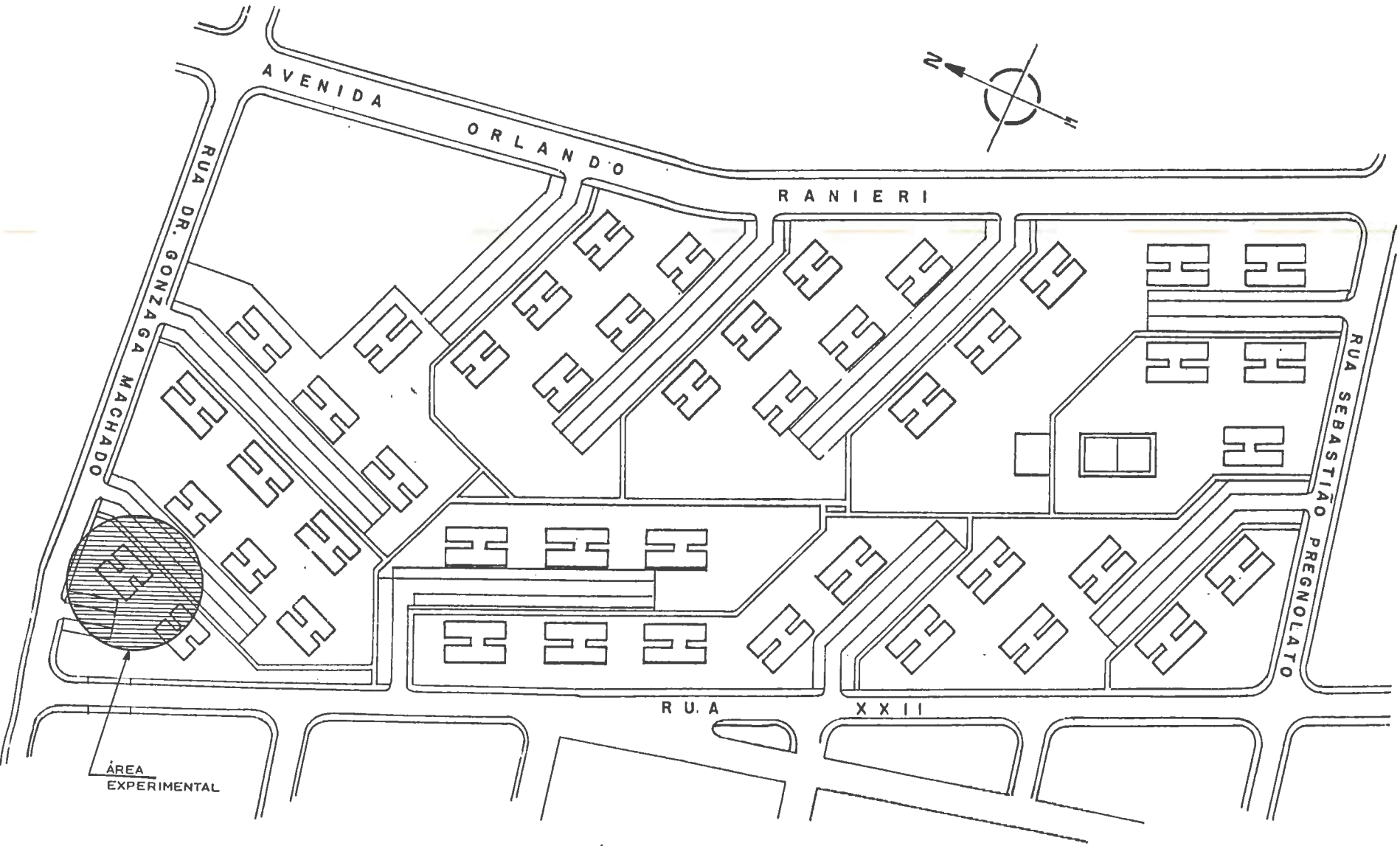
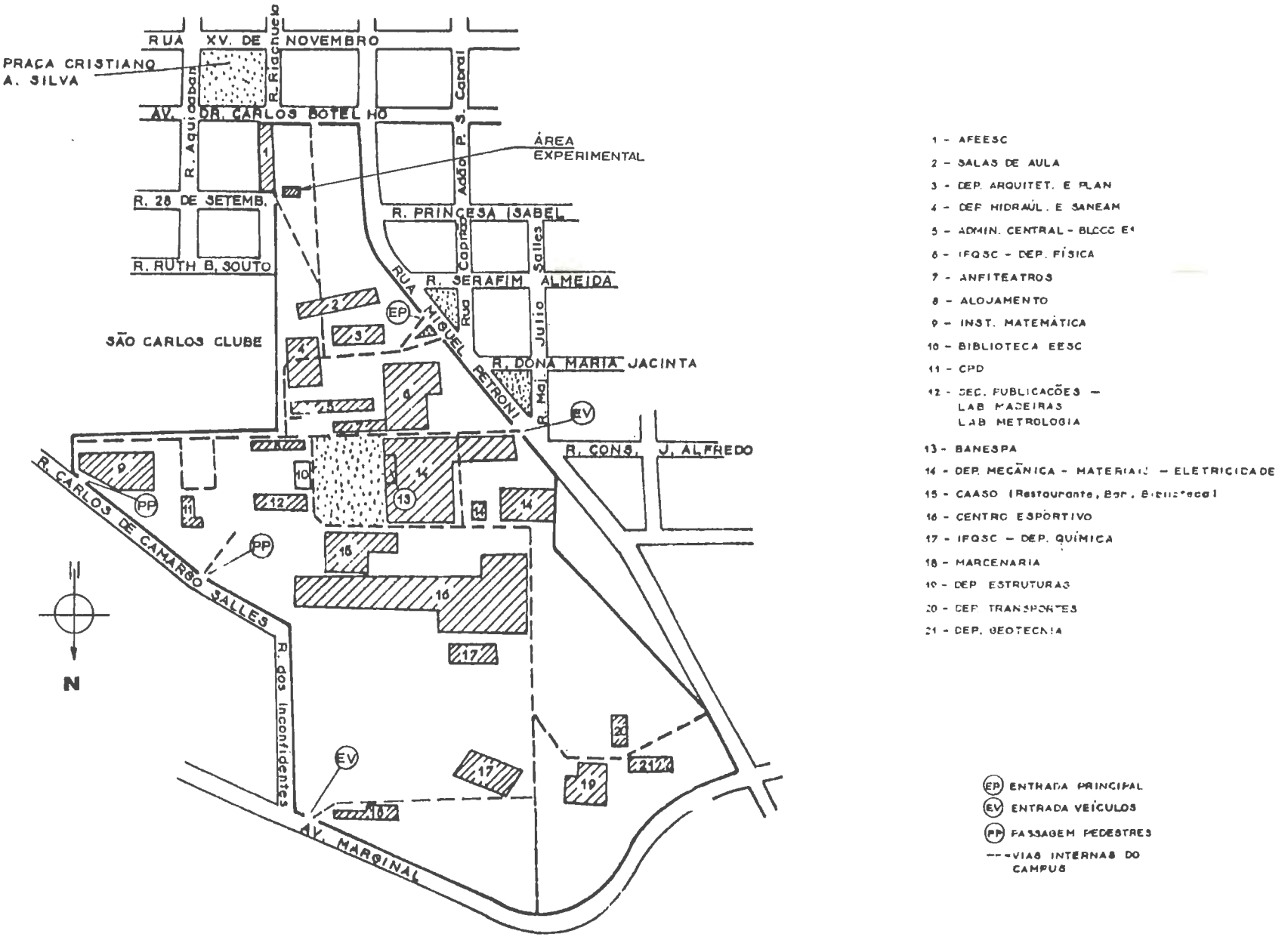


Fig.3.4: Localização da área experimental de Bauru dentro do conjunto habitacional "Parque das Camélias I".



1 - AFEESC
2 - SALAS DE AULA
3 - DEP. ARQUITET. E PLAN
4 - DEP. HIDRAÚL. E SANEAM
5 - ADMIN. CENTRAL - BLOCO E
6 - IFQSC - DEP. FÍSICA
7 - ANFITEATROS
8 - ALOJAMENTO
9 - INST. MATEMÁTICA
10 - BIBLIOTECA EESC
11 - CPD
12 - SEC. PUBLICAÇÕES - LAB MADEIRAS LAB METROLOGIA
13 - BANESPA
14 - DEP. MECÂNICA - MATERIAIS - ELETRICIDADE
15 - CAASO (Restaurante, Bar, Biblioteca)
16 - CENTRO ESPORTIVO
17 - IFQSC - DEP. QUÍMICA
18 - MARCENARIA
19 - DEP. ESTRUTURAS
20 - DEP. TRANSPORTES
21 - DEP. GEOTECNIA

(EP) ENTRADA PRINCIPAL
(EV) ENTRADA VEÍCULOS
(PP) PASSAGEM PEDESTRES
---VIAS INTERNAS DO CAMPUS

Fig.3.5: Localização da área experimental de São Carlos dentro do "campus" da USP.

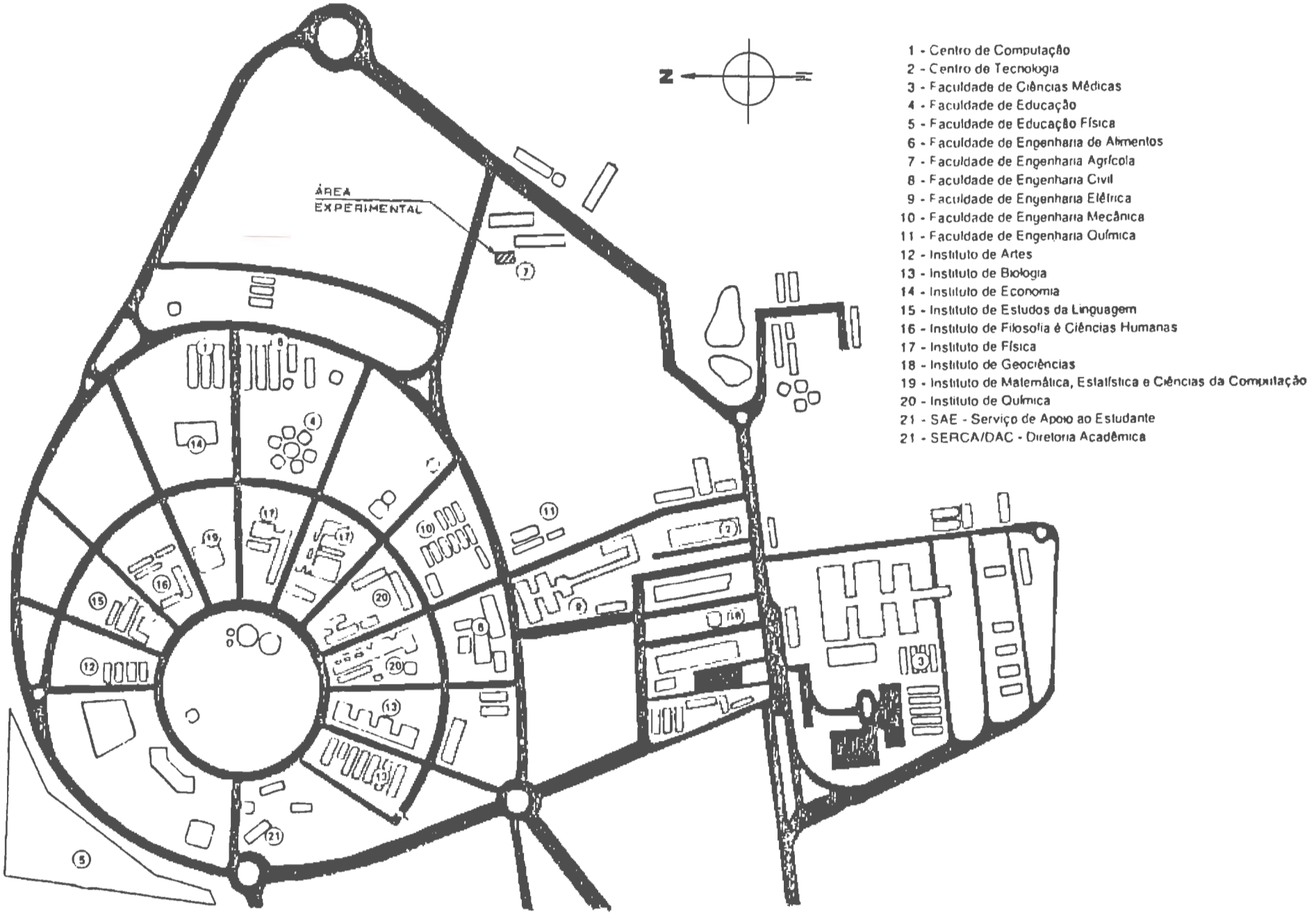


Fig.3.6: Localização da área experimental de Campinas dentro do "campus" da UNICAMP.

3.2 - Aspectos gerais e geológicos das áreas escolhidas

3.2.1 - Área experimental de Bauru

3.2.1.1 - Aspectos gerais

A cidade de Bauru esta localizada na parte central do estado de São Paulo, nas proximidades das escarpas de "cuestas", no Planalto Central Paulista, e tem sua posição geográfica determinada pelas coordenadas 22° 18' 53" latitude sul e 49° 03' 38" longitude oeste (FERREIRA, 1991).

Localizada dentro da faixa tropical, esta região é influenciada pelo clima mesotérmico, de inverno seco e verão chuvoso. A temperatura apresenta um valor médio de 24°C, com mínimas chegando a 2°C (que podem ocorrer nos meses de junho e julho) e máximas podendo chegar a 41°C (meses de novembro à março) (CAVAGUTI, 1981).

3.2.1.2 - Aspectos geológicos

Segundo CAVAGUTI (1981), a região de Bauru é constituida predominantemente por sedimentos do Grupo Bauru (Formações Marília e Adamantina), existindo uma relação genética entre o solo e a litologia presente.

Na Figura 3.7 é apresentado o perfil geológico da região estudada, onde observa-se os sedimentos do Grupo Bauru sobre derrames basálticos da Formação Serra Geral. A cobertura cenozóica, quando presente, é constituida de sedimentos inconsolidados de difícil distinção dos solos residuais.

3.2.2 - Área experimental de São Carlos

3.2.2.1 - Aspectos gerais

A cidade de São Carlos esta localizada na parte centro-oriental do estado de São Paulo, borda oeste das "cuestas basálticas", próxima ao Planalto Ocidental Paulista, e tem sua posição geográfica determinada pelas coordenadas 22° 01' 22" de latitude sul e 47° 53' 38" de longitude oeste; o relevo da cidade apresenta altitudes variáveis, oscilando entre 750 e 950 m (MENEZES, 1990).

Seu clima pode ser descrito como sub-tropical mesotérmico, úmido, com chuvas de verão e estiagem branda no inverno. A estação chuvosa (outubro a março) é de clima sub-tropical, super-úmido e a estação seca (abril a setembro) é de clima temperado, super-úmido. As temperaturas variam, em média, entre 16°C no inverno e 26°C no verão (BORTOLUCCI, 1983).

3.2.2.2 - Aspectos geológicos

A região de São Carlos esta assentada sobre as rochas do Grupo São Bento - Jurássico/Cretáceo, constituidas pelos arenitos das Formações Botucatu e Pirambóia, e pelos derrames de efusívas basálticas da Formação Serra Geral. Acima destas formações rochosas aparecem os conglomerados e arenitos do Grupo Bauru e logo a seguir, abrangendo toda a região, aparecem os sedimentos cenozóicos (VILAR et alii, 1985). Na Figura 3.8 é mostrado o perfil geológico desta região.

3.2.3 - Área experimental de Campinas

3.2.3.1 - Aspectos gerais

O munícipio de Campinas encontra-se localizado na porção centro-leste do estado de São Paulo, no Planalto Atlântico, e tem sua posição geográfica determinada pelas coordenadas 22° 53' 22" de latitude sul e 47° 04' 39" de longitude oeste (ZUQUETTE, 1987).

Os aspectos climáticos desta região são típicos de zonas tropicais de baixa altitude, com verão chuvoso e inverno seco. A sucessão de períodos chuvosos e secos se faz claramente, marcando com nitidez duas estações: uma seca de inverno (com 21 % das chuvas), que se estende de abril a setembro, e outra chuvosa de verão, de outubro a março, com 79 % das precipitações. Os dados de temperatura mostram valores inferiores a 18°C durante o inverno e superiores a 22°C durante o verão, sendo julho o mês mais frio e janeiro o mais quente (TAVEIRA, 1986).

3.2.3.2 - Aspectos geológicos

Segundo ZUQUETTE (1987), as litologias que afloram na região pertencem, na sua grande maioria, à Bacia Sedimentar do Paraná e em menor extensão ao Complexo Cristalino.

A Bacia Sedimentar do Paraná encontra-se representada pelo Grupo Tubarão, através da Formação Itararé e, em menor extensão, por rochas intrusivas básicas (diabásios) da Formação Serra Geral. O Complexo Cristalino esta representado pela Formação Amparo, constituida por rochas gnaíssico-migmatíticas. Na Figura 3.9 é mostrado o perfil desta região.

3.3 - Caracterização geológico-geotécnica dos solos

Para um melhor conhecimento dos solos das três áreas investigadas, bem como para obter algumas propriedades que serão necessárias para o desenvolvimento desta pesquisa, foram realizados ensaios "in situ" e em laboratório, cujo resultados são apresentados a seguir.

3.3.1 - Ensaios realizados

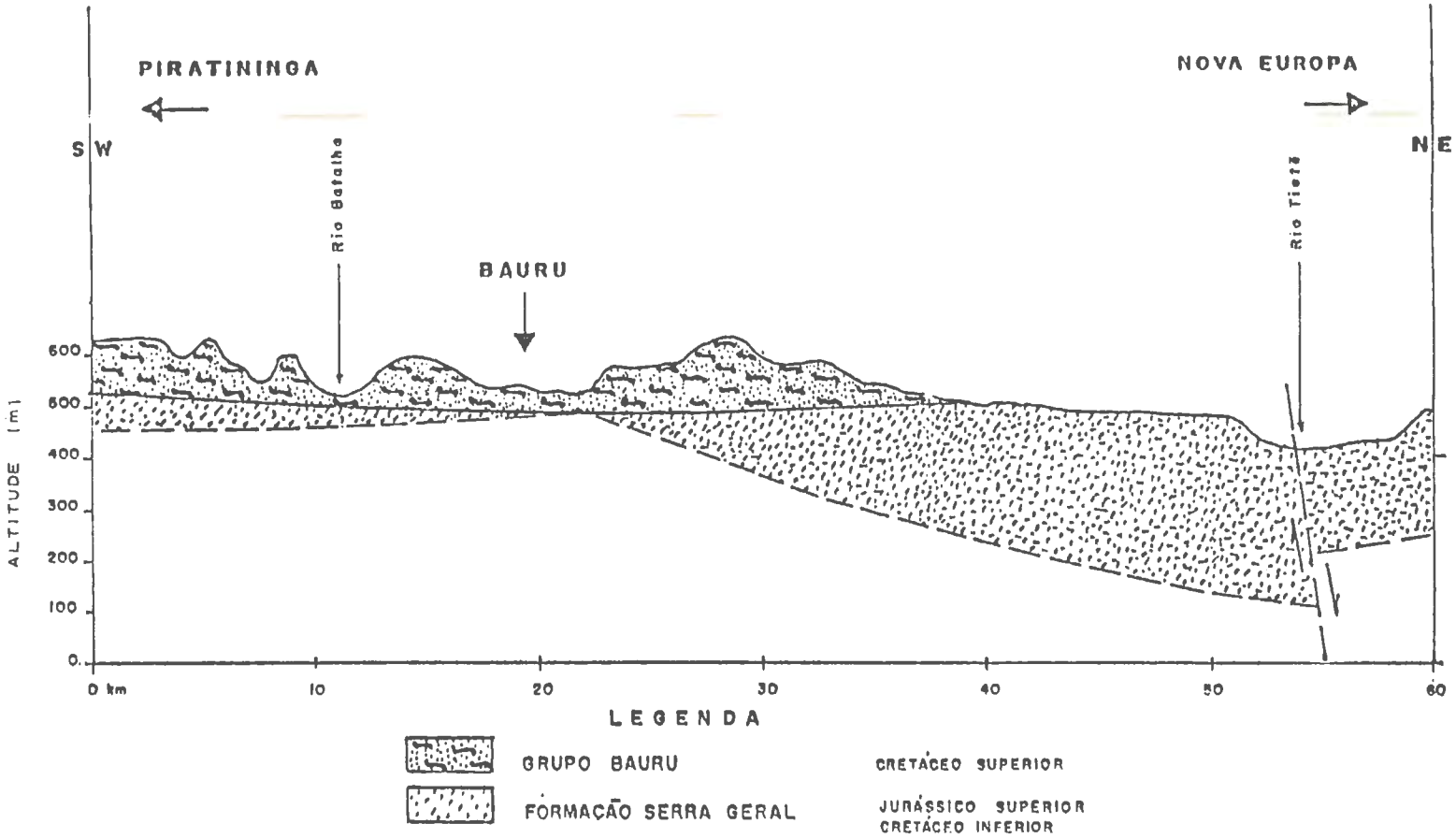


Fig.3.7: Perfil geológico da região de Bauru (DAEE, 1976 in FERREIRA, 1991)

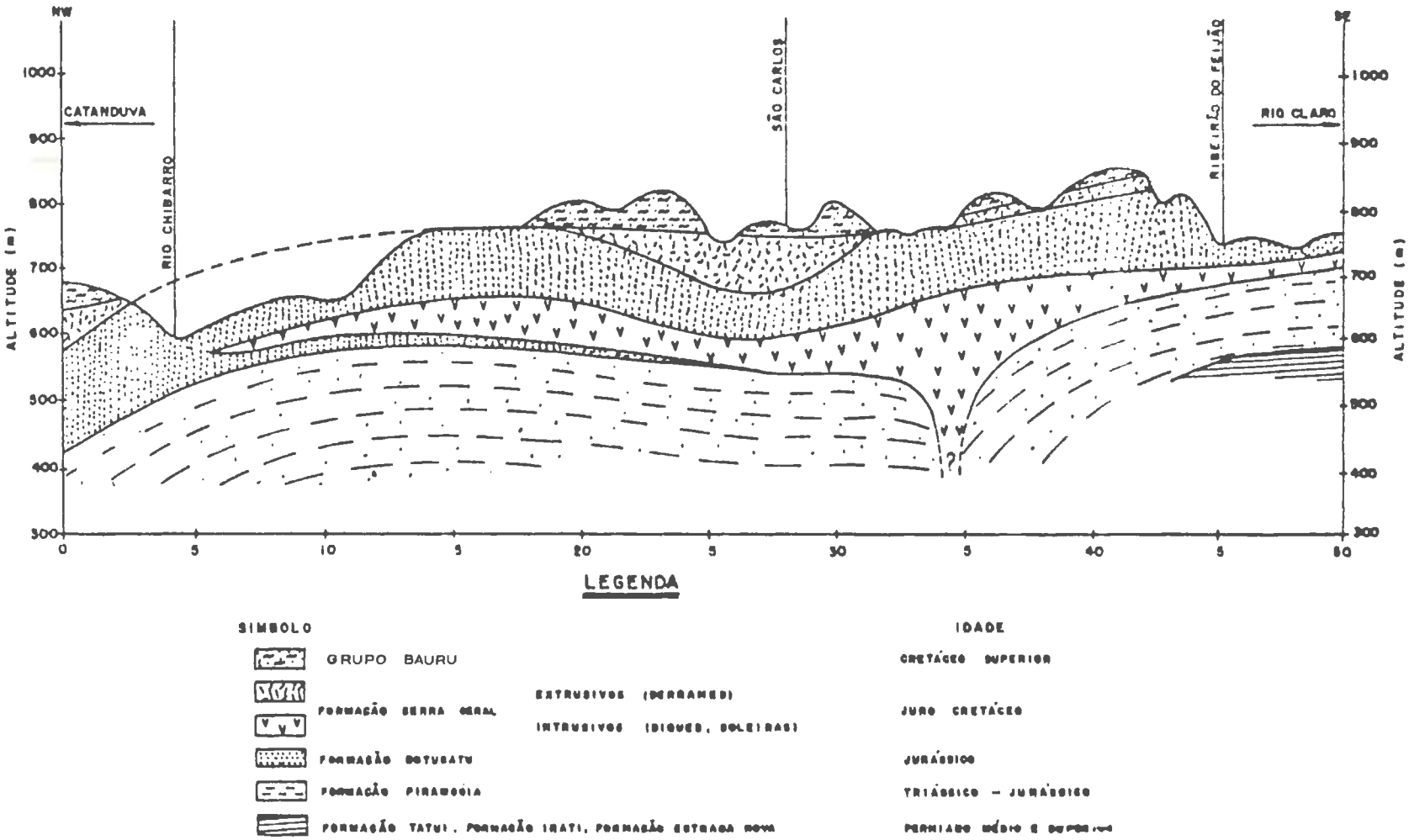


Fig.3.8: Perfil geológico da região de São Carlos (DAEE, 1974 in BORTOLUCCI, 1983).

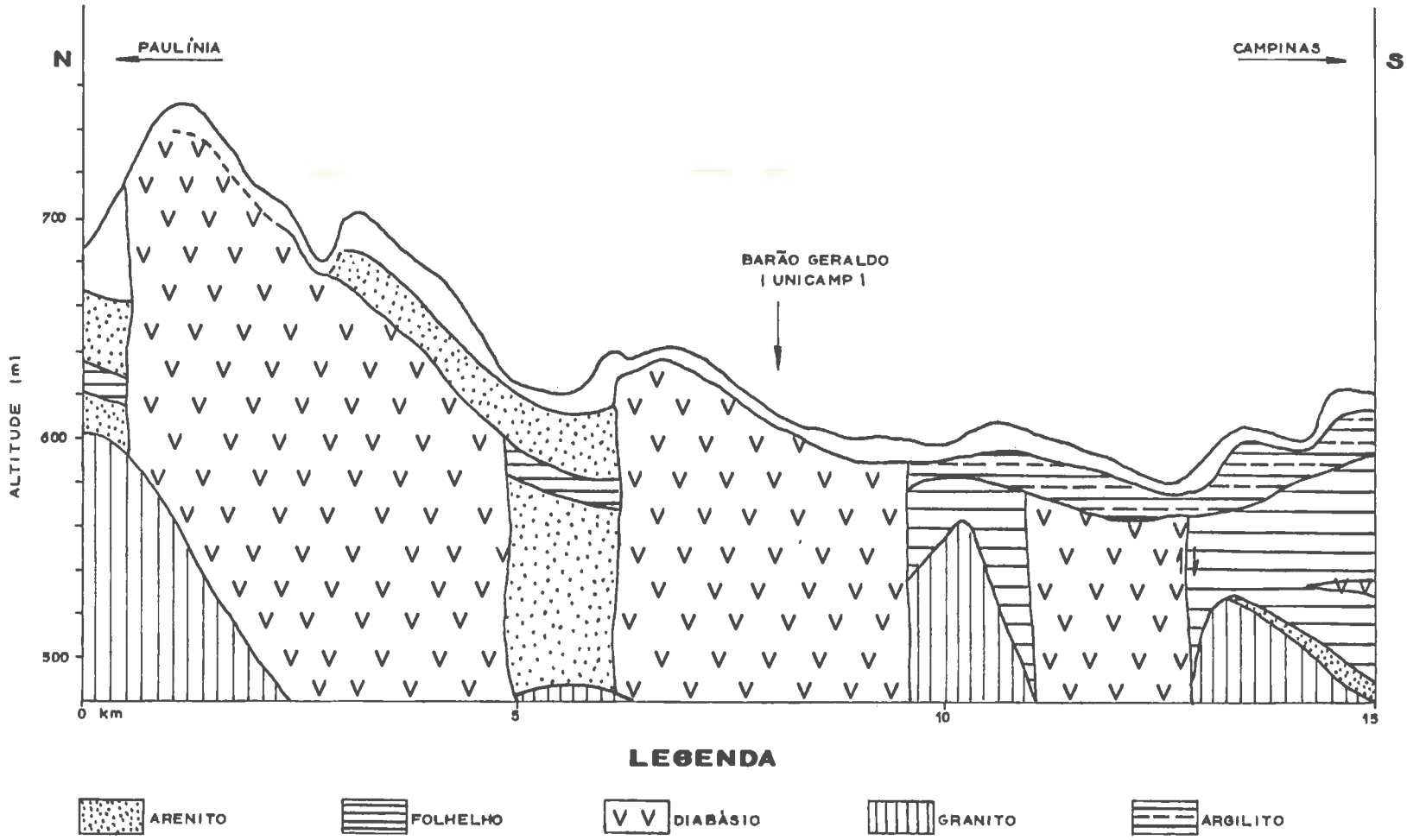


Fig.3.9: Perfil geológico da região de Campinas (apud ZUQUETTE, 1987).

3.3.1.1 - Ensaios "in situ"

Nas três áreas investigadas foram executadas sondagens de simples reconhecimento e abertos poços exploratórios. Na área experimental de São Carlos existem também resultados de ensaios de penetração contínua (CPT).

(a) Locação dos ensaios "in situ"

A posição dos ensaios "in situ" realizados nas três áreas experimentais, inclusive o ensaio sísmico "cross-hole", é apresentada nas Figuras 3.10, 3.11 e 3.12, respectivamente para as áreas de Bauru, São Carlos e Campinas.

(b) Sondagem de simples reconhecimento

Nas três áreas experimentais foram executadas sondagens de simples reconhecimento, segundo a NBR-6484/80, por diferentes empresas. No Anexo 1 são apresentados os perfis obtidos em cada furo de sondagem, enquanto, na Figura 3.13, tem-se o perfil e os valores de Nspt médios admitidos, neste trabalho, como representativos de cada área investigada.

(c) Poços exploratórios

Através de abertura de poços exploratórios, de 1,20 m de diâmetro e cerca de 10 m de profundidade, foi feita uma inspeção no subsolo de cada área, para checar as informações da sondagem de simples reconhecimento, bem como para a retirada de amostras.

Foram extraidas amostras deformadas e indeformadas, praticamente de metro em metro, ao longo do poço, exceção para a área de São Carlos, onde retirou-se amostras a cada dois metros de profundidade, uma vez que, nesta área, já tinha sido aberto um poço (Poço I da Figura 3.11), com as amostras submetidas a uma série de ensaios de laboratório (MENEZES, 1990).

As amostras indeformadas foram retiradas utilizando-se de formas cúbicas, de 250 mm de lado. Os blocos de amostra indeformada foram cuidadosamente revestidos com camadas de parafina e tecido de algodão. Tal procedimento, recomendado pela NBR-9604/86, procurou proteger ao máximo a amostra, a fim de garantir as condições "in natura" do solo, bem como possibilitar o transporte, para então serem armazenados em câmara úmida.

A identificação, posição e profundidade de cada amostra retirada nos poços abertos nas três áreas são apresentadas na Figura 3.14.

3.3.1.2 - Ensaios de Laboratório

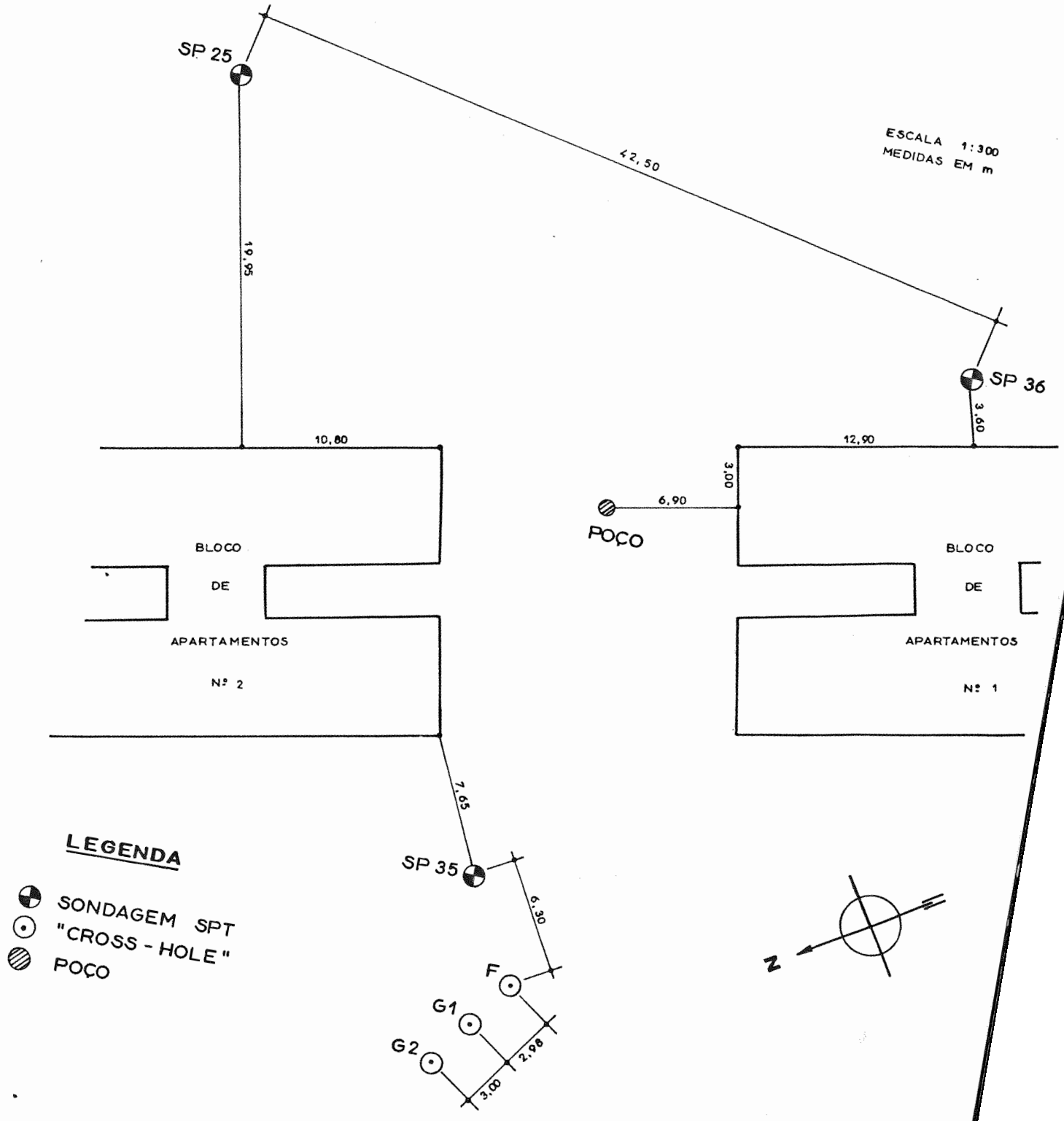


Fig.3.10: Localização dos ensaios "in situ" na área experi
Bauru.

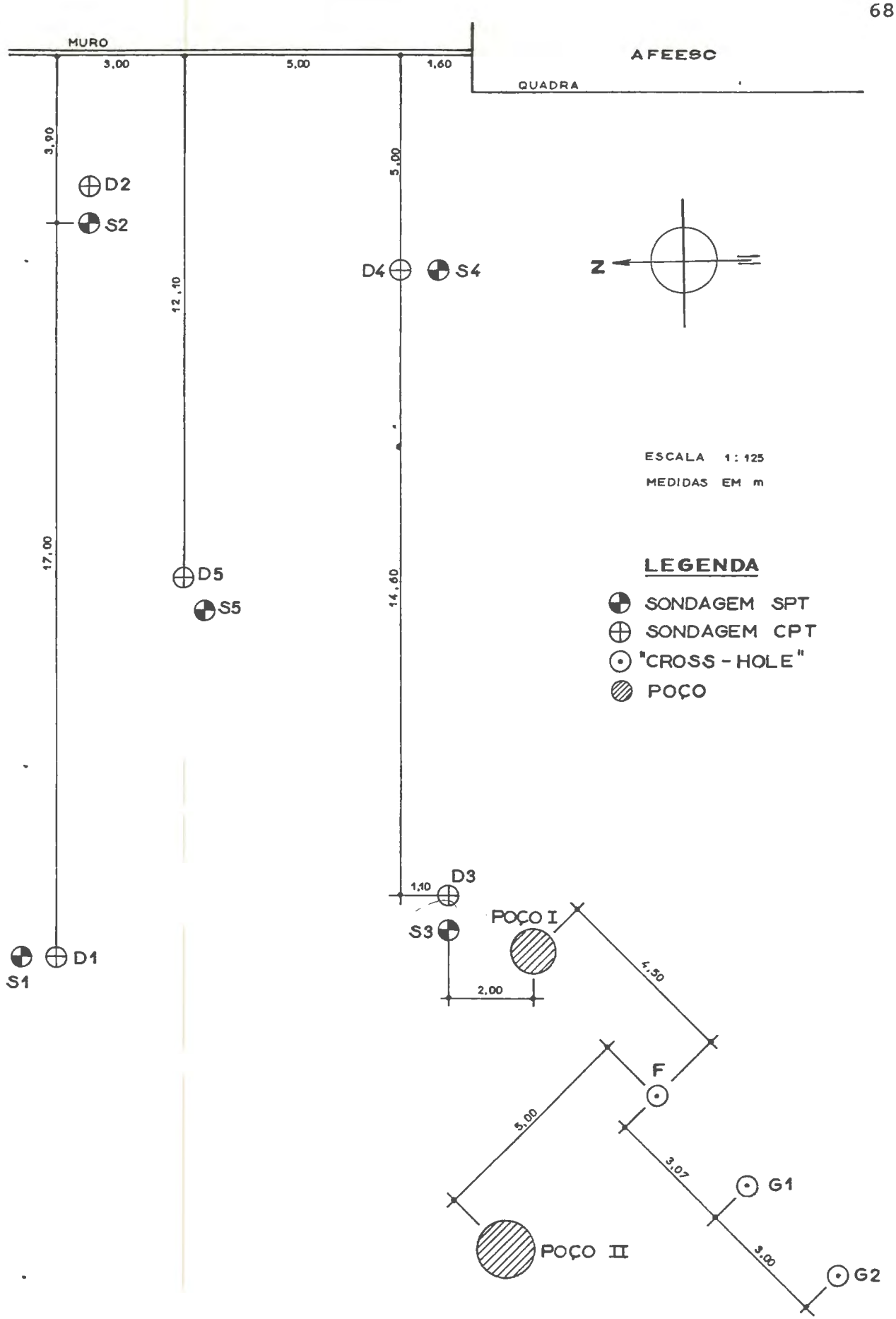


Fig.3.11: Localização dos ensaios "in situ" na área experimental de São Carlos.

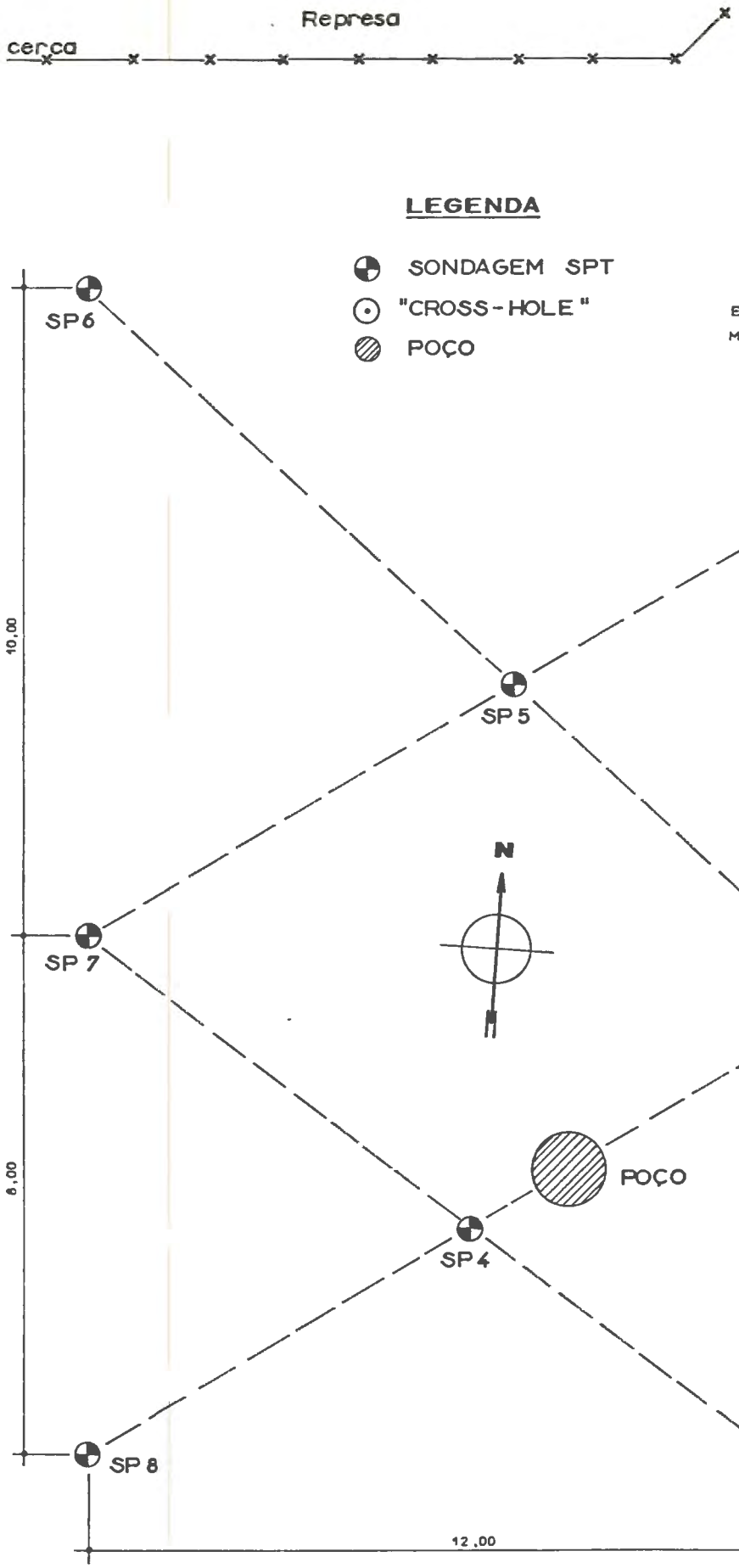
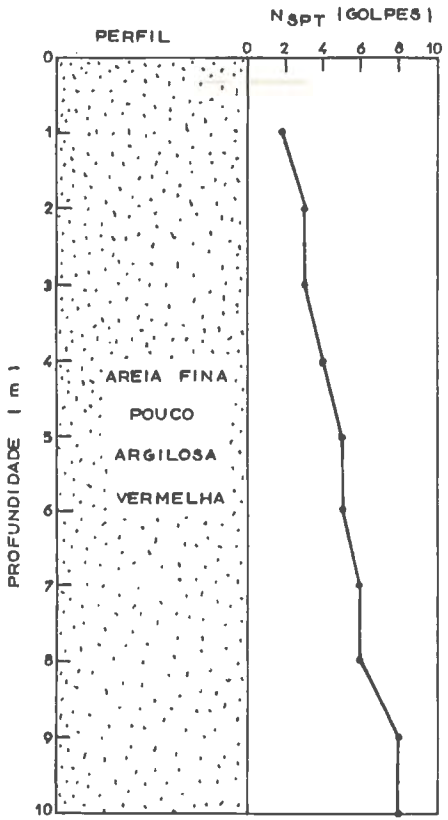
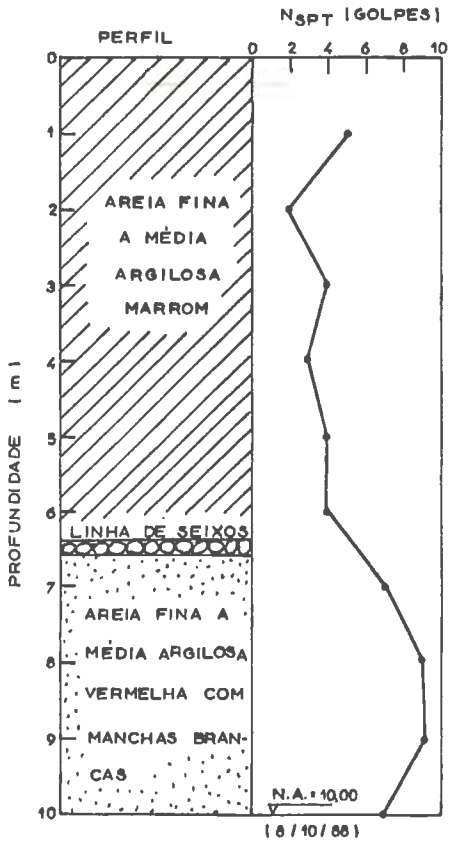


Fig.3.12: Localização dos ensaios "in situ" na área experimental de Campinas.

(a) BAURU



(b) SÃO CARLOS



(c) CAMPINAS

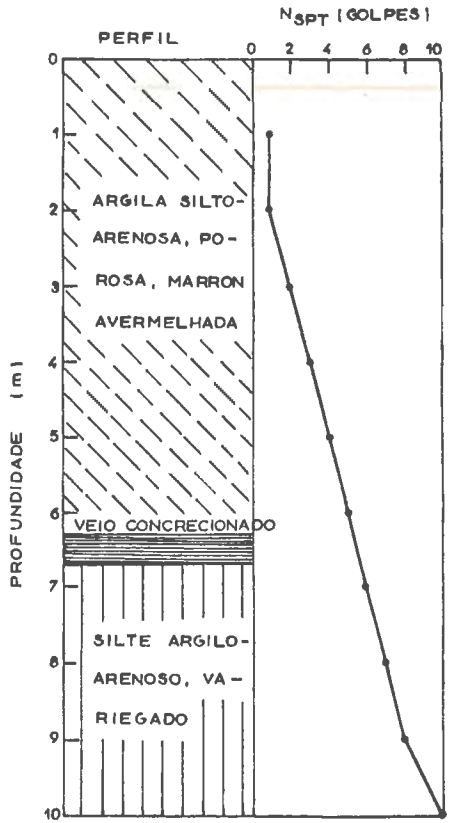
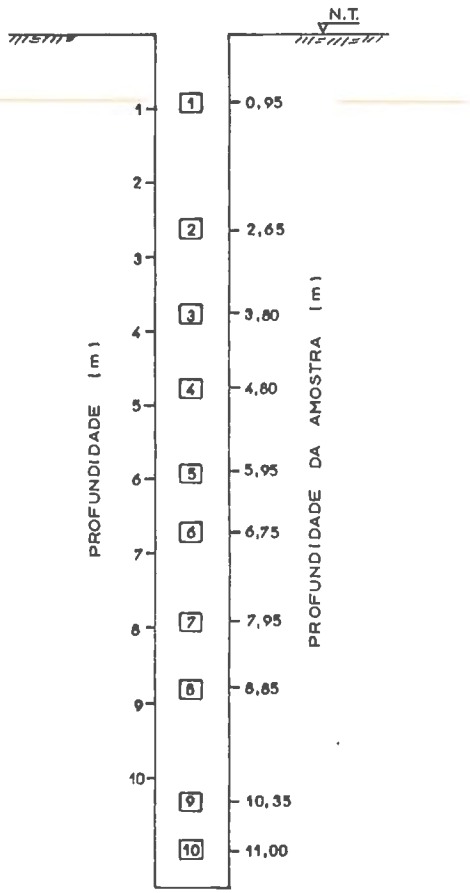
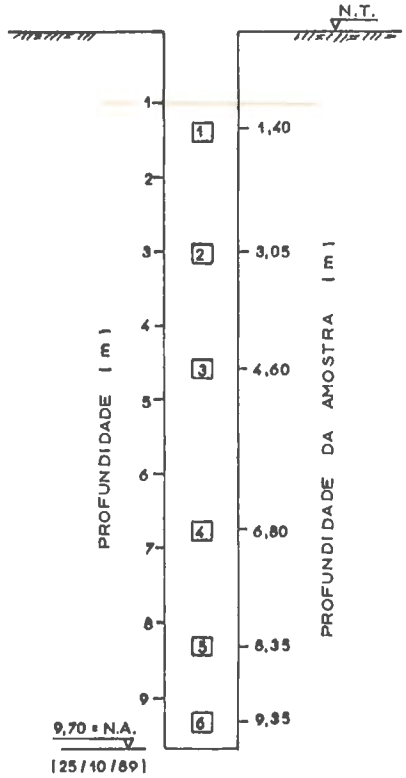


Fig.3.13: Perfil e Nspt médios de cada área.

(a) BAURU



(b) SÃO CARLOS



(c) CAMPINAS

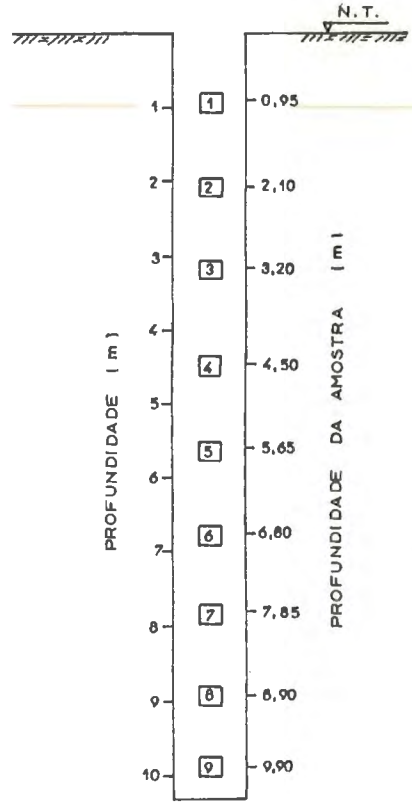


Fig.3.14: Identificação, posição e profundidade das amostras retiradas nos poços exploratórios.

(a) Análise Granulométrica

Todas as amostras deformadas de solo foram submetidas a ensaios de granulometria conjunta (peneiramento + sedimentação), conforme descrito na NBR-7181/84. Na sedimentação o defloculante utilizado foi o hexametafosfato de sódio.

Na Figura 3.15 apresenta-se a faixa de variação das curvas granulométricas para os solos de cada área e na Figura 3.16 pode-se visualizar a variação do tamanho das partículas (segundo a escala da ABNT/NBR-7181/84) com a profundidade, também para os solos das três áreas investigadas.

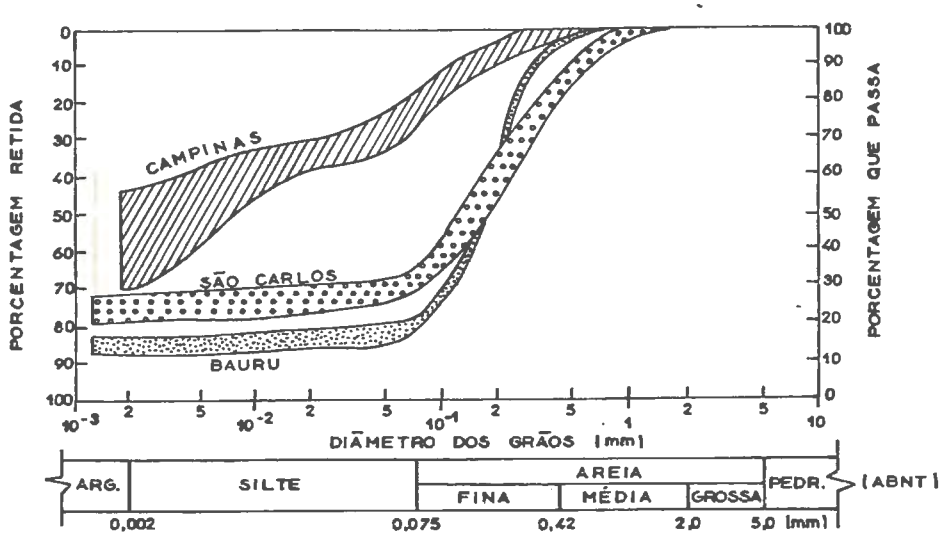


Fig.3.15: Faixa de variação das curvas granulométricas para os solos das três áreas investigadas.

(a) Limites de consistência

Os ensaios para determinação dos limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) foram executados em todas as amostras de acordo com a NBR-6459/84 e NBR-7180/84, respectivamente.

Na Figura 3.17 apresenta-se a posição das amostras na carta de plasticidade de Casagrande e na Figura 3.18 pode-se visualizar a variação do teor umidade das amostras e dos limites de consistência com a profundidade.

(c) Ensaios da classificação MCT

A fim de classificar os solos investigados segundo a classificação proposta por NOGAMI & VILLIBOR (1981), cerca da metade das amostras retiradas em cada uma das áreas foram submetidas aos ensaios de mini-MCV e perda por imersão.

Os resultados são apresentados na Figura 3.19, onde pode-se observar a posição de cada amostra no gráfico da classificação MCT.

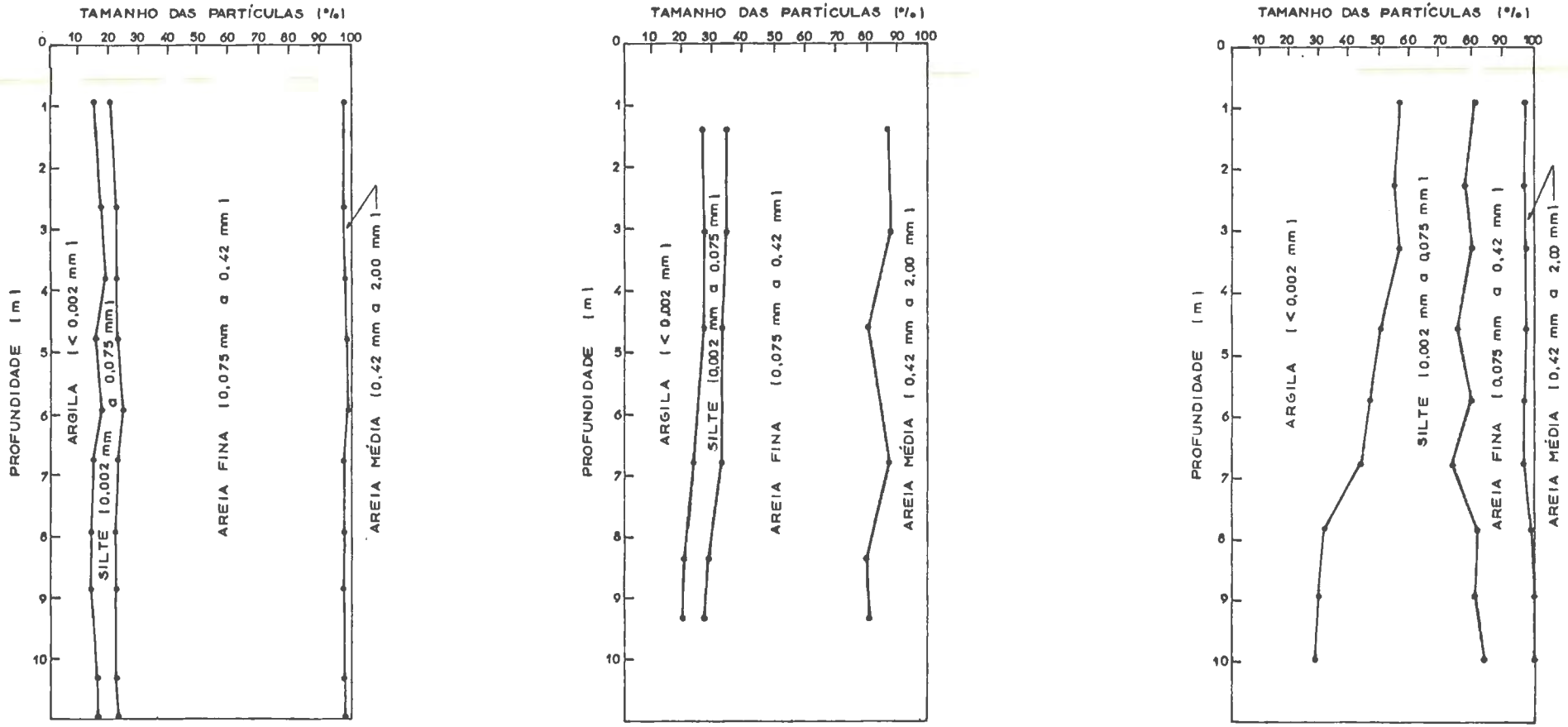


Fig.3.16: Variação do tamanho das partículas com a profundidade.

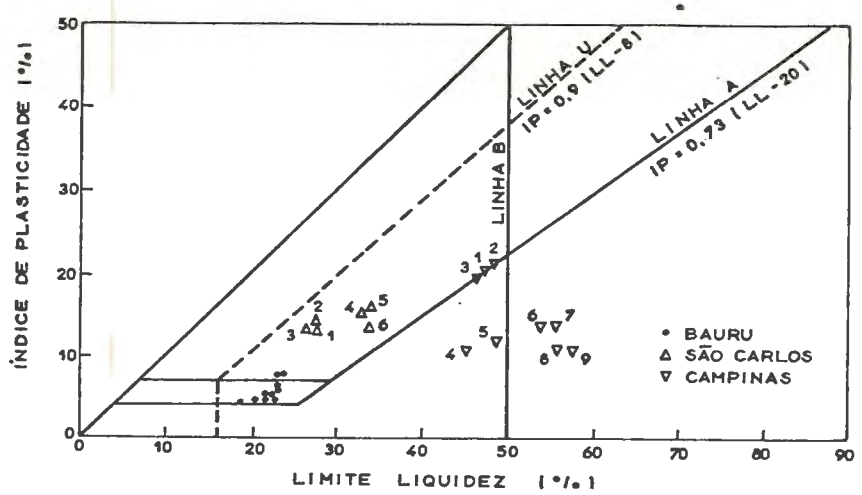


Fig.3.17: Posição das amostras na carta de plasticidade.

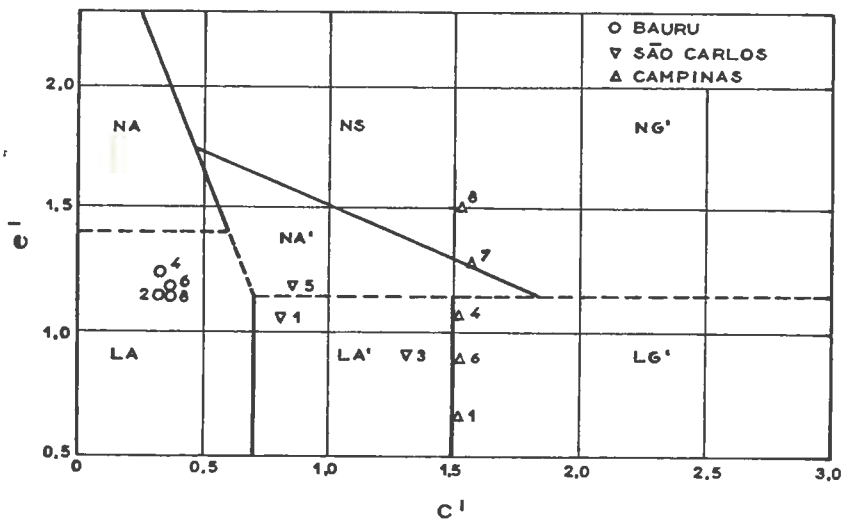


Fig.3.19: Posição das amostras ensaiadas no gráfico da classificação MCT.

(d) Índices físicos

Através dos corpos de prova utilizados nos ensaios de adensamento, compressão simples, triaxiais e coluna ressonante, foram determinadas as características físicas que permitiram calcular a massa específica natural (ρ) e o teor de umidade (w) de todas as amostras indeformadas ensaiadas. Determinou-se também, a massa específica dos sólidos (ρs), pelo processo usual do picnômetro (NBR-6508/80), utilizando-se das amostras deformadas também retiradas nestas profundidades.

Preferiu-se adotar um valor médio para cada um dos três índices físicos básicos (ρ, ρs, w) de cada amostra. A partir destes calcularam-se os demais índices físicos (massa específica seca- ρd,

índice de vazios- e, grau de saturação- Sr).

As Figuras 3.18, 3.20 e 3.21 ilustram a variação dos índices físicos com a profundidade, para as três áreas. A pequena variação da massa específica dos sólidos (ρs) com a profundidade, nas três áreas, justificou a adoção de um único valor representativo de cada perfil.

3.3.2 - Classificação geológico - geotécnica dos solos

Com base nas informações obtidas nas investigações de campo e laboratório foi possível caracterizar e classificar os solos das três áreas, segundo sistemas usuais da mecânica dos solos. Este procedimento possibilitou diferenciar os tipos de solos existentes em cada perfil.

A Tabela 3.1 indica a diferenciação dos solos no perfil de cada uma das áreas e apresenta o resultado das classificações quanto a gênese, pedologia, textura, unificada e MCT bem como a mineralogia.

3.4 - Parâmetros mecânicos estáticos

Para o desenvolvimento deste trabalho foi necessário conhecer os parâmetros de resistência e compressibilidade dos solos em estudo.

3.4.1 - Parâmetros de resistência

Apesar das limitações inerentes à condição parcialmente saturada, na qual se encontravam todas as amostras ensaiadas (ROHM, 1991), o ângulo de atrito interno (ϕ') e o intercepto de coesão (c'), em termos de tensões efetivas, foram obtidos através dos resultados de ensaios triaxiais adensado-rápido ($\overline{R}$), com medida de pressão neutra e variação de volume.

Os corpos de prova, com cerca de 50 mm de diâmetro e 120 mm de altura, foram submetidos a três diferentes níveis de tensão confinante, mantida constante durante todo o ensaio, com valores próximos ao de campo (em geral, $\sigma 3$ = 50, 100 e 200 kPa).

A velocidade de aplicação da carga axial foi de 0,30 mm/min, mantida constante durante todo o ensaio, enquanto todas as variáveis de ensaios eram medidas com equipamentos eletrônicos apropriados.

Para gerenciamento, controle e aquisição dos dados de ensaio utilizou-se de recursos de informática. Este sistema, desenvolvido em conjunto com outros pós-graduandos do Departamento de Geotecnia (ROHM et alii, 1990), agilizou a execução dos ensaios triaxiais (Foto 3.1).

As curvas tensão-deformação de todos os ensaios realizados e as respectivas envoltórias de resistência, em termos de tensões totais e efetivas, são apresentadas no Anexo 2.

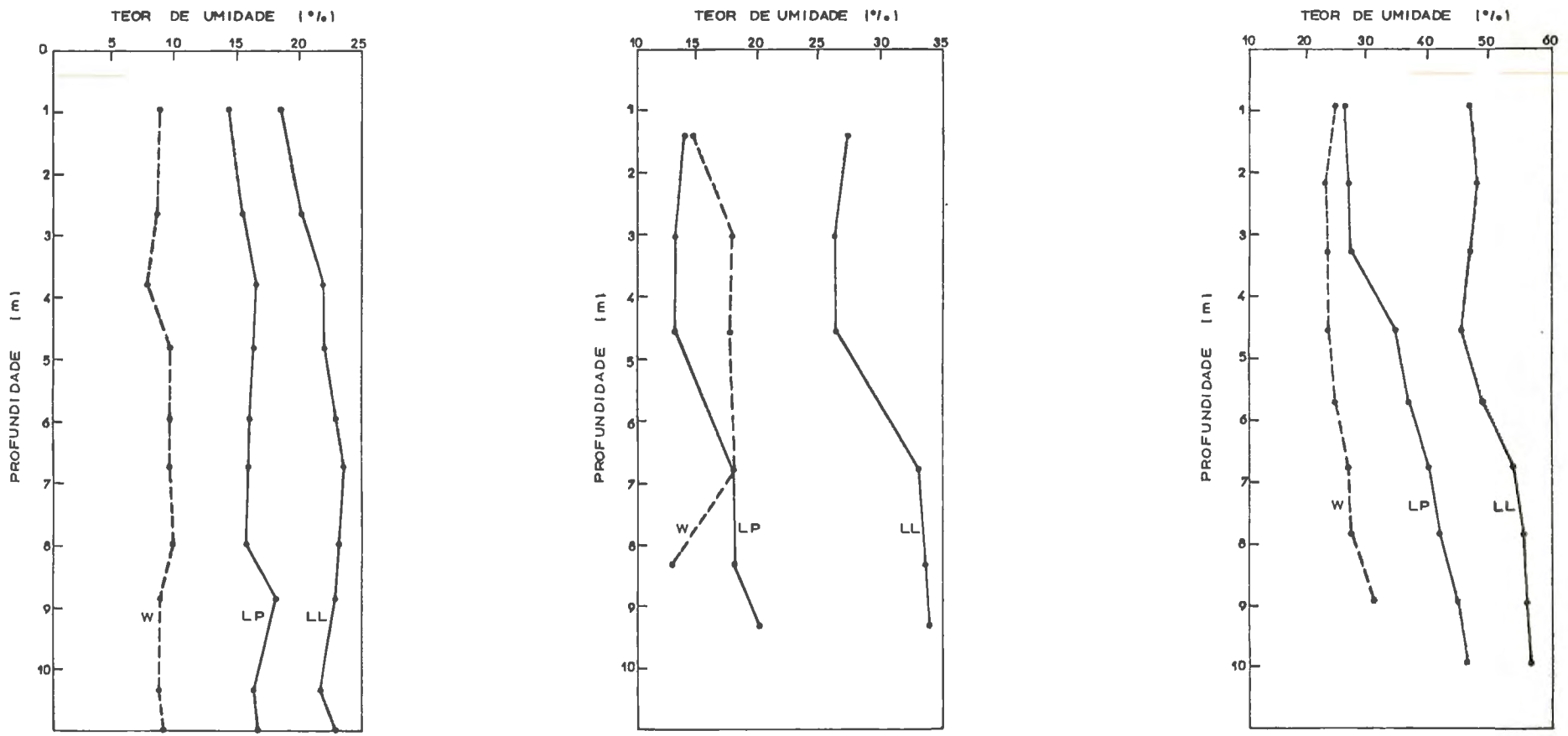


Fig.3.18: Variação dos limites de consistência e do teor de umidade natural com a profundidade.

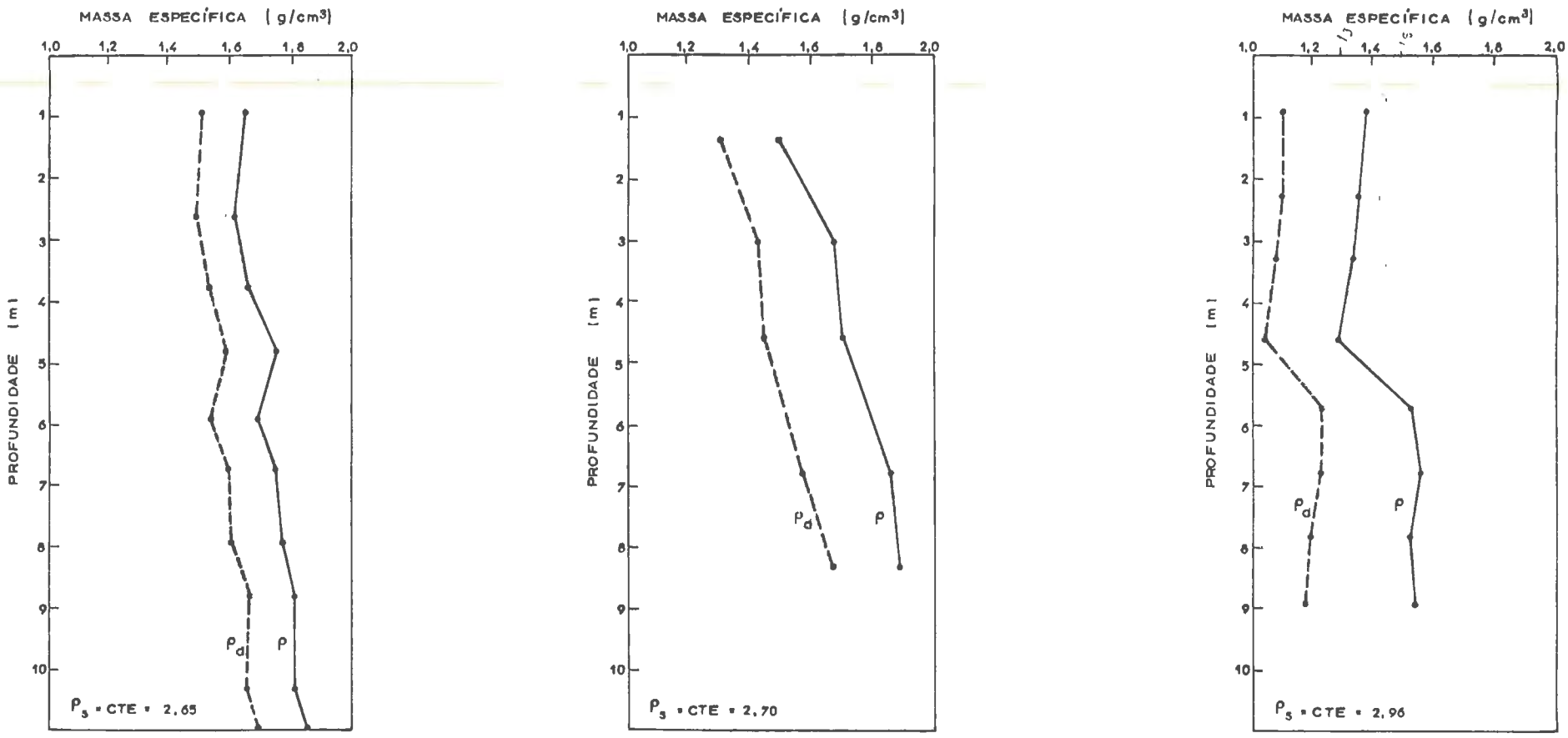
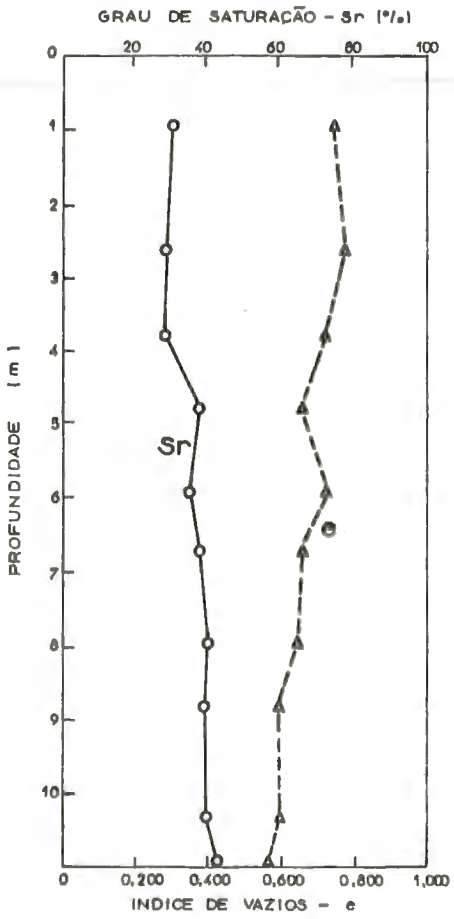
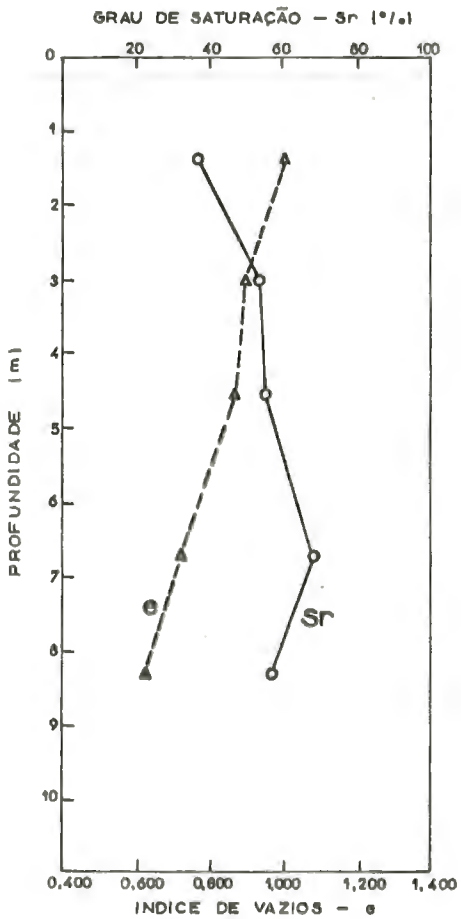


Fig.3.20: Variação das massas específicas com a profundidade.

(a) BAURU



(b) SÃO CARLOS



(c) CAMPINAS

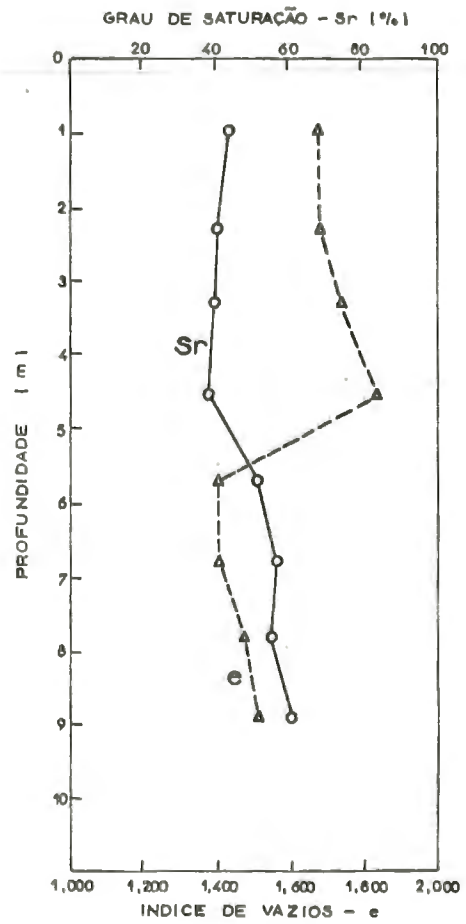


Fig.3.21: Variação do índice de vazios e do grau de saturação com a profundidade.

Tab.3.1: Caracterização e classificação dos solos.

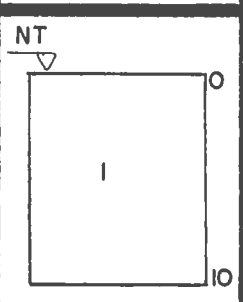
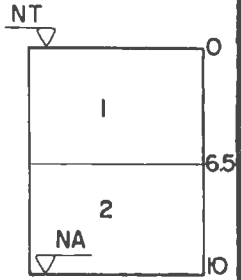
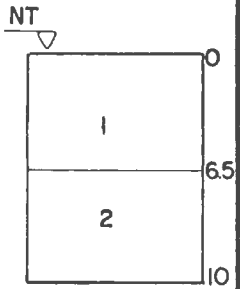
	Esquema das Camadas no Perfil	Prof. Camadas (m)	Caracterização e Classificação						Observações
			Gênese	Textura	Mineralogia	Pedologia	Unificada	MCT	
BAURU		0,0 a 10,0	Residual de Arenito	Areia fina, pouco argilosa, vermelha.	Quartzo-90% e caulinita	Areia quartzosa	SM - SC	LA	Pode-se admitir homogeneidade até 10 m de profundidade.
S. CARLOS		0,0 a 6,5	Sedimento Cenozoico	Areia fina a média argilosa, marron.	Quartzo, caulinita, gibsita e óxidos de Fe e Al.	Latosolo vermelho amarelo, textura média.	SC	LA'	———
		6,5 a 10,0	Residual de Arenito	Areia fina a média argilosa, vermelha.	Quartzo, caulinita, e interestratificados.	———	SC	NA'	———
CAMPINAS		0,0 a 6,5	Residual de Diabásio	Argila silto-arenosa, porosa, marron avermelhada.	Caulinita, gibsita, óxidos de Fe e Al e quartzo.	Latosolo roxo.	CL	LG'	———
		6,5 a 10,0	Residual de Diabásio	Silte argilo-arenoso, variegado.	Caulinita, interestratificados, montmorilonita e resto de rocha.	———	MH	MG'	———

Foto 3.1: Vista geral do sistema utilizado para aquisição de dados e controle de ensaios triaxiais (Laboratório EESC-USP).

Na Tabela 3.2 são apresentados os valores do ângulo de atrito interno e do intercepto de coesão, em termos de tensões totais e efetivas, obtidos nas envoltórias de resistência, para todas as amostras ensaiadas.

Todas as amostras foram também submetidas a ensaios de compressão simples, na mesma velocidade e em corpos de prova com as mesmas dimensões daqueles utilizados nos triaxiais. As tensões normais de ruptura (Rc) dos corpos de prova ensaiados são apresentadas na Tabela 3.3.

3.4.2 - Parâmetros de compressibilidade

Em algumas amostras das três áreas investigadas foram realizados ensaios de adensamento com carregamento incremental. Das curvas de adensamento obtidas (Anexo 3), determinou-se o índice de compressão (Cc) e a pressão de pré-adensamento ($\sigma ad'$), pelo método de Pacheco Silva. Estes resultados são apresentados na Tabela 3.4.

Na Figura 3.22 são apresentadas as variações da pressão de pré-adensamento ($\sigma ad'$), da tensão normal efetiva ($\sigma v'$) e da tensão normal efetiva octaédrica estimada ($\sigma o'$- expressão 3.1), com a profundidade.

$$\sigma o' = \frac{\sigma v'.\ (\ 1 + 2.Ko)}{3} \qquad (3.1)$$

onde Ko é o coeficiente de empuxo de repouso, estimado para os solos arenosos de Bauru e São Carlos pela expressão de Jaky (expressão 3.2) e pela proposta de BROOKER & IRELAND (1965), para o solo argiloso de Campinas (Figura 3.23).

$$Ko = 1 - \text{sen}\ \phi' \qquad (3.2)$$

Tab.3.2: Parâmetros de resistência dos solos em estudo.

Local	Am.No.	Prof. (m)	Tensões Efetivas		Tensões Totais	
			c' (kPa)	$\phi'(^o)$	c (kPa)	$\phi(^o)$
B	1	0,95	0	35,0	0	31,5
	2	2,65	0	31,0	0	29,0
A	3	3,80	9	27,0	3	26,0
	4	4,80	8	28,0	11	25,5
U	6	6,75	24	25,0	27	22,0
	8	8,85	0	33,0	0	32,5
R	9	10,35	3	30,5	3	30,0
	10	11,00	16	28,0	18	27,0
U	média	---	8	29,7	8	27,9
S	1	1,40	10	27,5	6	23,5
C	2	3,05	0	29,5	0	23,0
A	3	4,60	15	23,5	17	18,5
R	4	6,80	25	22,0	30	18,5
L	5	8,35	29	26,5	30	25,5
O						
S	média	---	16	25,8	17	21,8
C	1	0,95	5	36,5	5	31,5
A	2	2,10	3	37,0	11	31,5
M	3	3,20	0	35,0	2	30,5
P	4	4,50	0	32,0	0	26,5
I	5	5,65	11	34,0	18	28,5
N	6	6,80	28	26,0	31	22,5
A	7	7,85	10	31,5	18	25,5
S	8	8,90	59	17,5	64	14,5
	média	---	15	31,2	19	26,4

Para o solo da área experimental de Bauru, adotou-se um ângulo de atrito médio igual a $29,7^o$, o que resultou num Ko igual a 0,50. Analogamente, para o solo da área experimental de São Carlos, o ângulo de atrito médio adotado foi $25,8^o$, resultando num Ko igual a 0,57.

Para o solo argiloso de Campinas, as diferenças observadas ao longo do perfil justificaram diferentes valores para Ko. Para os 3,5 primeiros metros do perfil admitiu-se um OCR igual a 4 e um IP = 20, o que resultou, segundo BROOKER & IRELAND (1965), num Ko igual a 0,90. Para as demais profundidades admitiu-se um solo normalmente adensado (OCR = 1) com IP = 12, que resultou num Ko igual a 0,48.

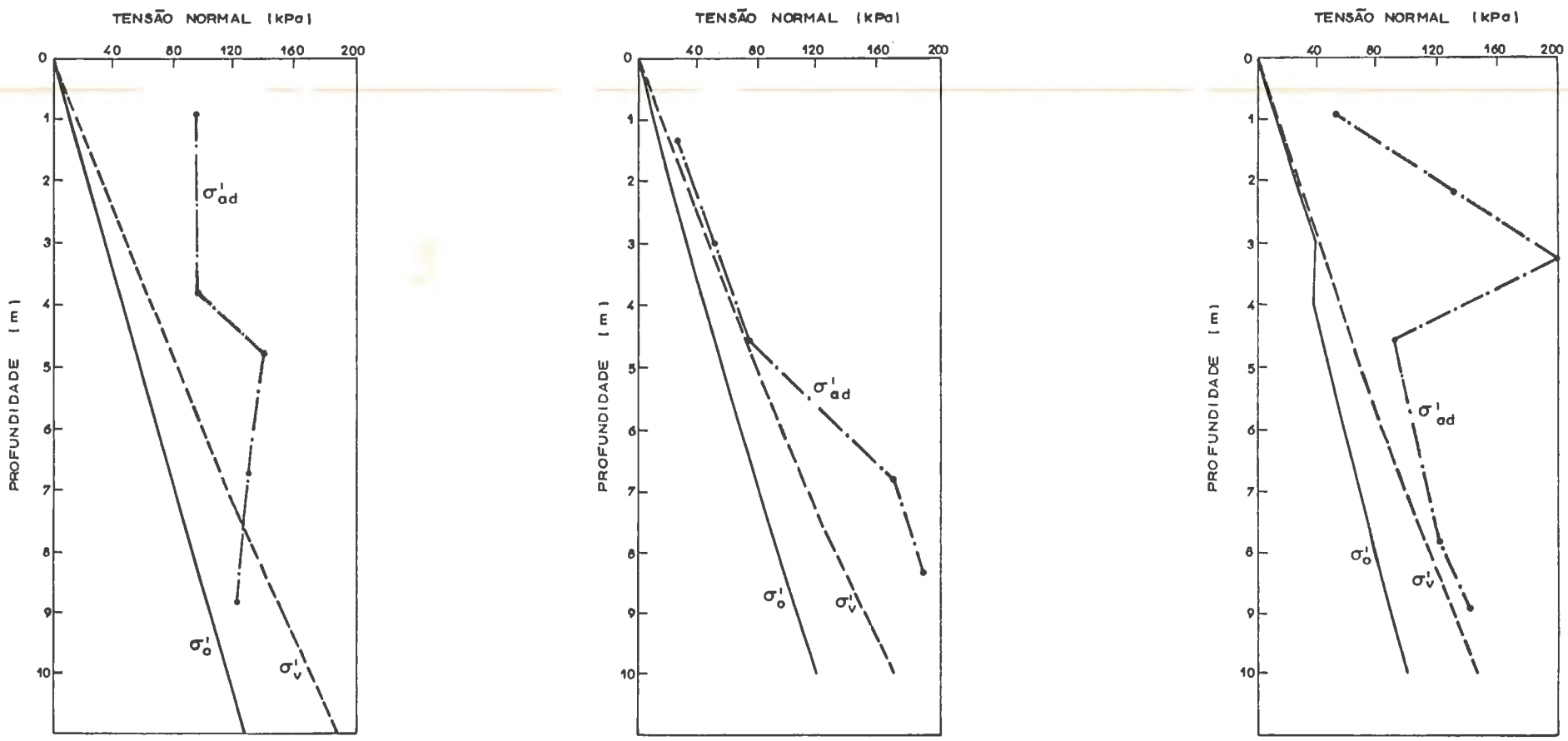


Fig.3.22: Variação das tensões verticais com a profundidade.

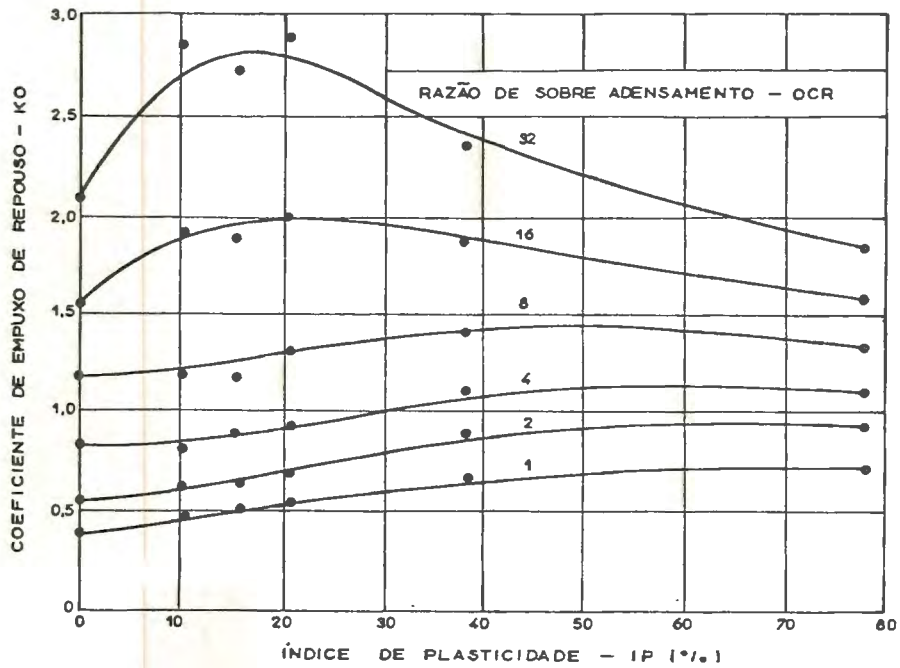


Fig.3.23: Relação entre Ko, IP e OCR (apud BROOKER & IRELAND, 1965).

Tab.3.3: Resistência a compressão simples dos solos em estudo.

AMOSTRA No.	Rc (kPa)		
	Bauru	São Carlos	Campinas
1	21,5	22,9	26,2
2	12,9	24,4	48,0
3	29,4	28,5	40,7
4	27,8	66,0	11,2
5	31,0	76,6	54,1
6	39,4	---	76,1
7	35,5	---	59,7
8	38,3	---	50,6
9	52,1	---	---
10	45,2	---	---

Obs: ---- quando não existe a amostra

Tab.3.4: Parâmetros de compressibilidade obtidos das curvas de adensamento (Anexo 3)

Local	Am.No.	Prof. (m)	σv'médio (KPa)	eo	Cc	σad' (KPa)
BAURU	1	0,95	15	0,840	0,16	95
	3	3,80	63	0,814	0,18	95
	4	4,80	80	0,712	0,22	140
	6	6,75	112	0,651	0,13	130
	8	8,75	149	0,607	0,08	120
SCARLOS	1	1,40	21	1,063	0,35	26
	2	3,05	47	1,020	0,39	50
	3	4,10	72	0,858	0,31	74
	4	6,80	111	0,668	0,25	170
	5	8,85	138	0,583	0,12	190
CAMPINAS	1	0,95	13	1,765	0,62	52
	2	2,10	30	1,758	0,60	130
	3	3,20	44	1,788	0,58	198
	4	4,50	61	1,855	0,60	91
	7	7,85	110	1,556	0,65	120
	8	8,90	127	1,597	0,60	140

4 - ENSAIOS DINÂMICOS

Para obtenção dos parâmetros dinâmicos dos solos das três áreas investigadas foram realizados ensaios "in situ" ("cross-hole") e em laboratório (coluna ressonante).

Optou-se por tais ensaios uma vez que seus resultados se complementam e são os mais adequados para prever o comportamento dinâmico dos solos sujeitos a solicitações impostas à uma série de obras geotécnicas.

Detalhes sobre as técnicas de ensaio e os resultados obtidos para cada uma das áreas são apresentados a seguir.

4.1 - Ensaios realizados

4.1.1 - Ensaio sísmico "cross-hole"

É um dos métodos mais eficazes para determinação "in situ" dos módulos de elasticidade dinâmicos dos solos. A técnica sísmica do "cross-hole", ou transmissão direta entre furos, tem como principal objetivo a determinação em profundidade das velocidades de propagação das ondas de compressão (P) e/ou cisalhantes (S). Este ensaio encontra-se normalizado pela ASTM (D4428 / D4428 M - 84).

4.1.1.1 - Princípios básicos do ensaio

O ensaio 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 (Figura 4.1). A fonte mecânica irá produzir ondas de compressão e cisalhantes. O momento da chegada das ondas é captado em cada um dos geofones.

O afastamento entre os furos vai depender das condições do local, mas em princípio este deve ser tal que permita tempos de percurso dentro da resolução do equipamento de registro de ondas diretas, ou seja, aquelas que não tenham sofrido refração nem reflexão. A ASTM recomenda que esta distância seja cerca de 3 m.

4.1.1.2 - Preparação dos furos

Um aspecto importante deste ensaio é a preparação dos furos. Como se utiliza equipamentos caros, que devem apoiar-se perfeitamente ao terreno e a grandes profundidades, é necessário um cuidado especial com a abertura e preparação dos furos.

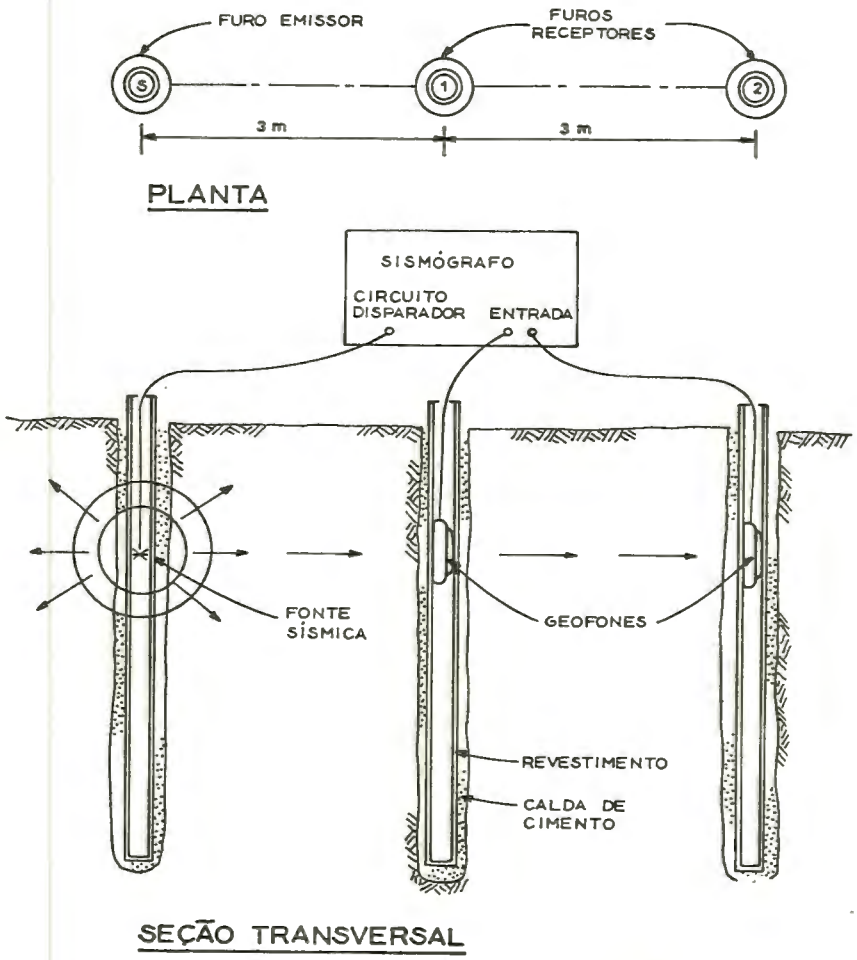


Fig.4.1: Esquema do Ensaio sísmico "cross-hole" (apud ASTM - D4428 / D4428M-84).

A forma mais adequada consiste em revestir os furos de sondagem com tubos metálicos ou de PVC, solidários ao terreno por meio de calda de cimento. A Figura 4.2 ilustra as técnicas recomendadas pela ASTM para furos profundos (Figura 4.2.a) e para furos mais rasos (inferiores a 15 m) (Figura 4.2.b).

Os furos preparados nas três áreas investigadas foram abertos até uma profundidade de 10 m, utilizando-se de um trado mecânico motorizado tipo cavadeira, de 150 mm de diâmetro (Foto 4.1).

Os furos dos geofones foram revestidos com tubos de PVC de parede fina, de 100 mm de diâmetro (utilizados em condutos livres, como água pluvial e esgoto), enquanto o furo da fonte foi revestido com tubo de PVC de parede grossa, de 110 mm de diâmetro (utilizados em condutos forçados, como rede de água).

Este procedimento foi adotado para reduzir os custos, sendo recomendado a utilização do tubo de maior resistência no furo da fonte, uma vez que este é solicitado por impacto diversas vezes durante o ensaio (CORDEIRO, 1990).

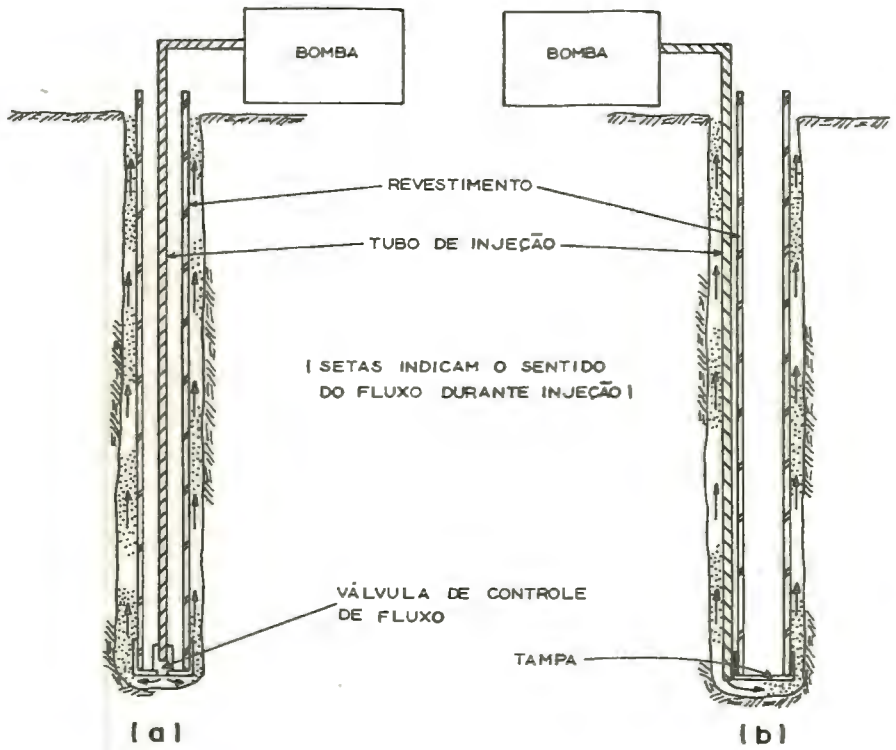


Fig.4.2: Técnicas de preparação dos furos recomendadas pela ASTM - D4429 / D4428 M - 84.

Foto 4.1: Trado mecânico motorizado utilizado na abertura dos furos.

Espaçadores foram colados aos tubos, a cada 1,5 m, para garantir o espaçamento entre o tubo de PVC e o furo. A Foto 4.2 mostra um detalhe dos dois tipos de tubo utilizados, com um espaçador colado ao tubo marron. Nota-se também, nesta foto, que a extremidade inferior dos tubos foi adequadamente tampada.

O espaço entre o tubo e o furo foi preenchido com calda de cimento, dosada numa relação água-cimento igual a 1, em volume. Após a pega esta apresentou uma massa específica igual a 1,67 g/cm^3, pouco inferior a massa específica natural dos solos ensaiados.

Foto 4.2: Detalhe dos tubos de PVC utilizados.

A técnica utilizada para lançamento da calda de cimento foi uma simplificação daquela recomendada pela ASTM (Figura 4.2). Não se utilizou de bomba para injeção da calda mas sim de um funil, lançando-a por gravidade, através de uma mangueira de 19 mm de diâmetro. A medida que a calda era lançada ia-se retirando a mangueira, tendo o cuidado para que sua ponta ficasse sempre submersa na calda. A Figura 4.3 ilustra a técnica utilizada para preparação dos furos revestidos com tubo de parede grossa.

Para a preparação dos furos revestidos com tubos de parede fina foi necessário adotar um outro procedimento para garantir a estabilidade do tubo devido ao empuxo provocado pela calda. Assim, primeiro lançava-se água no interior do tubo (Figura 4.4.a). Em seguida lançava-se a calda de cimento, sempre procurando manter o nível da água superior ao da calda, para reduzir o empuxo resultante, uma vez que a calda tem maior massa específica (Figuras 4.4.b e 4.4.c). Por este motivo deixava-se os dois metros adicionais de tubo para serem cortados após a pega parcial da calda (Figura 4.4.c). A Figura 4.4.d mostra como a água do interior do tubo foi retirada após a pega da calda.

4.1.1.3 - Descrição dos equipamentos utilizados

Os ensaios "cross-hole" requerem um conjunto de equipamentos composto da seguintes partes:

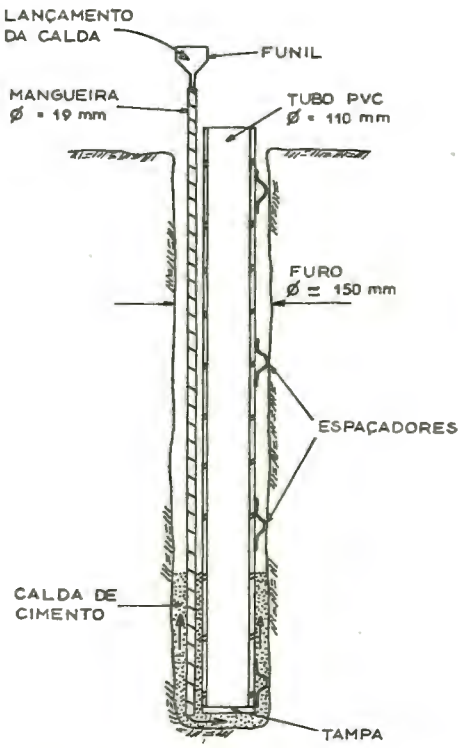


Fig.4.3: Técnica utilizada para preparação dos furos da fonte.

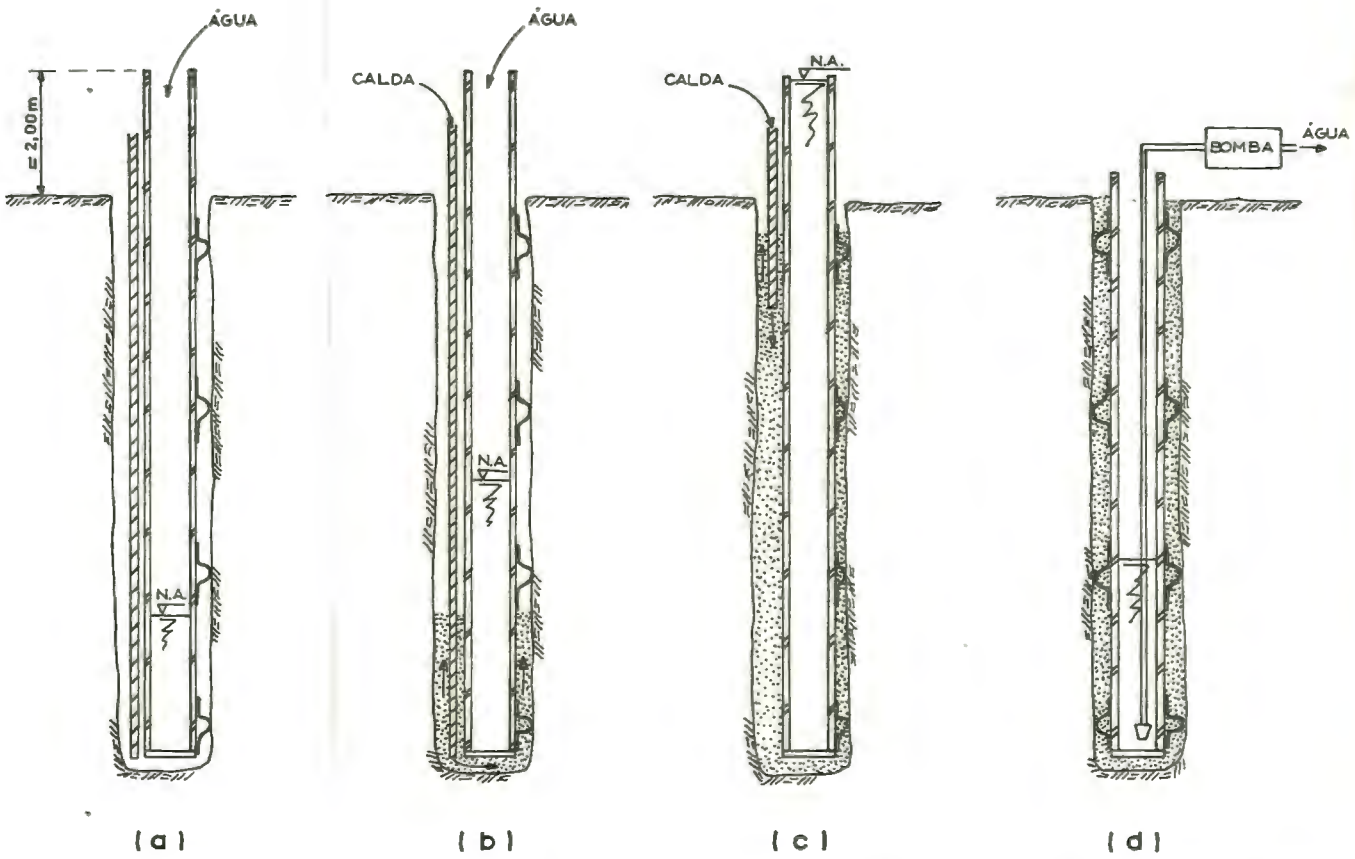


Fig.4.4: Técnica utilizada para preparação dos furos dos geofones.

- sismógrafo registrador, com sistema de gravação;

- fonte mecânica geradora de ondas elásticas;

- geofones triaxiais para captação de ondas elásticas.

A descrição de cada uma destas partes é apresentada a seguir.

(a) Sismógrafo e sistema de gravação

O sismógrafo utilizado, da marca Bison, modelo 1580-2, é um instrumento excelente e econômico para determinação de velocidades de ondas longitudinais e transversais nos ensaios "cross-hole".

Trata-se de um equipamento com seis canais de alta resolução e com bastante flexibilidade na análise dos sinais, pois possui um controle de ganho, que permite o acesso sobre a forma do sinal. Pode-se trabalhar com varreduras de tempo de 10, 20, 50, 100, 200 e 500 milisegundos, permitindo, em cada uma destas escalas, leituras até centéssimo de milisegundo. A Foto 4.3 ilustra o sismógrafo e o registrador sendo utilizados no ensaio"cross-hole".

Foto 4.3: Detalhe do sismógrafo e do registrador sendo utilizados no ensaio "cross-hole".

(b) Fonte Sísmica

A fonte mecânica utilizada consiste num corpo fixo, conjugado a uma massa orientada por um cursor, com capacidade de deslizar e golpear este corpo. Este instrumento é fixado a qualquer nível do furo, através de um mecanismo hidráulico, acionado da superfície, que ativa uma placa lateral do corpo, empurrando-a de encontro à parede do furo até a perfeita fixação.

Todo este conjunto é ligado a superfície através de um cabo de aço, que pode ser levantado ou abaixado, até o ponto de ensaio, através de uma carretilha presa a um tripé na superfície.

A Foto 4.4 mostra um detalhe desta fonte, posicionada na boca do furo, com o sistema de fixação acionado pelo macaco hidráulico.

Foto 4.4: Detalhe da fonte sísmica utilizada.

A grande vantagem deste equipamento é que permite produzir golpes de cima para baixo e vice-versa, polarizando assim as ondas transversais, o que auxilia bastante a identificação destas.

O registro do momento do golpe, ou seja, o sistema disparador ("Trigger"), é de máxima precisão, pois é comandado por uma pastilha piezo-elétrica acoplada à parte superior da fonte.

(c) Geofones

O geofone é constituído de um corpo cilíndrico de PVC, com aproximadamente 0,5 m de comprimento, que é fixado à parede do furo por meio de uma borracha pneumática, inflada por uma bomba de ar localizada na superfície do terreno (Foto 4.5).

Foto 4.5: Detalhe do geofone utilizado.

Este modelo de geofone é triaxial, com as três bobinas localizadas na parte superior do corpo, podendo captar vibrações nas componentes vertical, horizontal e transversal à frente de onda. A impedância dos geofones é de 370 ohms e sua freqüência de ressonância é de 8 Hz.

4.1.1.4 - Execução do ensaio

Os ensaios foram realizados determinando-se as velocidades de propagação das ondas S e P ao longo do perfil do subsolo, a cada metro, conforme esquema da Figura 4.5.

Uma vista geral do ensaio é mostrada na Foto 4.6.

4.1.1.5 - Interpretação dos dados

A interpretação dos dados de "cross-hole" consiste basicamente na identificação precisa, nos registros de campo, do momento em que foi detectada a chegada das ondas de compressão (P) e cisalhantes (S).

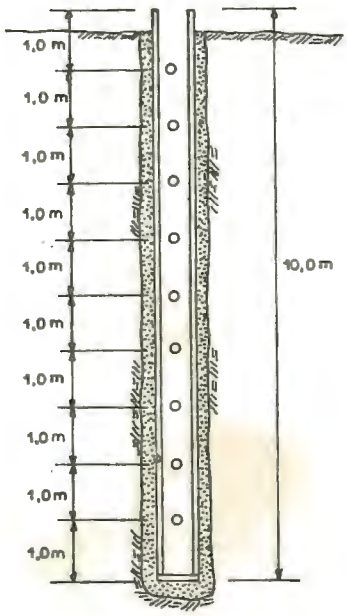


Fig.4.5: Esquema das profundidades onde foram determinadas as velocidades de propagação das ondas P e S ao longo do perfil do subsolo.

Foto 4.6: Vista geral da execução do ensaio "cross-hole".

O momento de chegada das ondas P corresponde sempre a primeira deflexão do sinal. Em locais onde houver muito ruído esta chegada pode ficar mascarada, dificultando a identificação destas ondas. Como os equipamentos de registro, já descritos, permitem a soma dos sinais, a chegada das ondas P pode ser melhor definida através deste recurso, com conseqüente anulação dos ruídos.

Já 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 cisalhantes aparecem de forma invertida.

A Figura 4.6 ilustra o momento de chegada das ondas P e S num registro típico de ensaio "cross-hole".

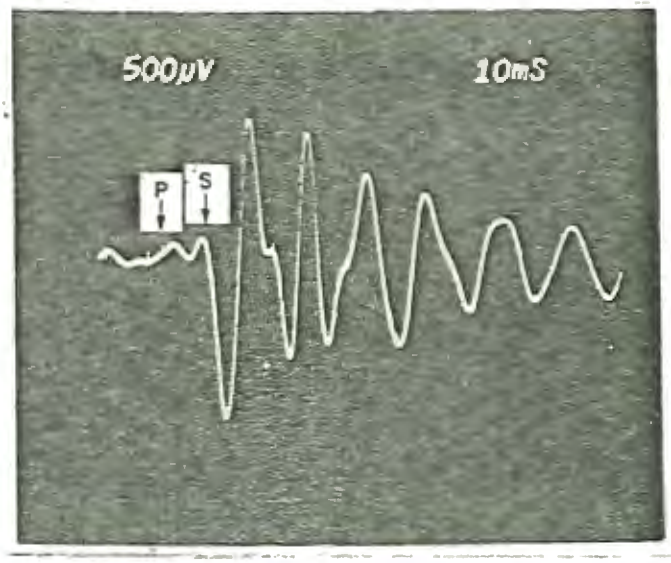


Fig.4.6: Registro típico de um ensaio "cross-hole" (apud Dourado, 1984).

Nos ensaios realizados nas três áreas, em cada profundidade de interesse, determinava-se primeiro o momento de chegada da onda S, utilizando-se do recurso da inversão do golpe, que provoca uma inversão na fase do sinal no momento de chegada desta onda. A Foto 4.7 mostra registros típicos para determinação do momento de chegada da onda S.

Como a fonte utilizada é rica na produção de ondas S, para determinar o momento de chegada das ondas P utilizou-se o recurso da soma de sinais. Assim, ainda para a mesma profundidade, repetia-se o golpe várias vezes até obter um registro que favorecesse a identificação do momento de chegada das ondas P. A Foto 4.8 mostra um registro típico dos ensaios realizados.

4.1.1.6 - Cálculo do ensaio

Dos registros de ensaio, ilustrados nas Fotos 4.7 e 4.8, determina-se os tempos de percurso das ondas P e S. Utiliza-se, para isto, a seguinte fórmula:

$$TP = \frac{d2}{d1} \cdot TV \qquad (4.1)$$

onde TP é o tempo de percurso da onda, TV o tempo de varredura e d1 e d2 as distâncias obtidas no registro, conforme mostra a Foto 4.7.

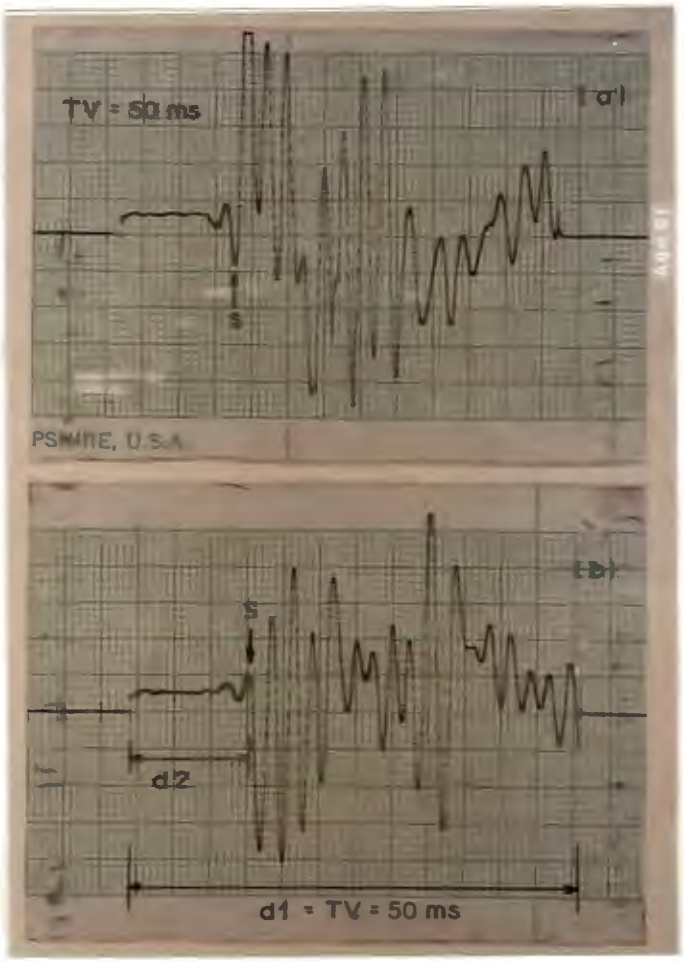


Foto 4.7: Registro típico para determinação do momento de chegada das ondas S utilizando o recurso da inversão de polaridade.

Conhecendo-se o tempo de percurso (TP) e a distância entre os furos que contém a fonte e o geofone (dfg), calcula-se a velocidade de propagação das ondas (V):

$$V = \frac{dfg}{TP} \qquad (4.2)$$

Para furos profundos a ASTM recomenda, para uma melhor precisão nos resultados, que se corrija a distância entre os furos, a cada metro, utilizando-se de um inclinômetro.

A partir da velocidade de propagação destas ondas e conhecendo-se a massa específica do material, calculam-se os módulos e o coeficiente de Poisson dinâmico, utilizando expressões deduzidas da teoria da elasticidade:

$$G = \rho . Vs^2 \qquad (4.3)$$

$$E = \rho . Vp^2 . \frac{(1 - 2\nu) . (1 + \nu)}{(1 - \nu)} \qquad (4.4)$$

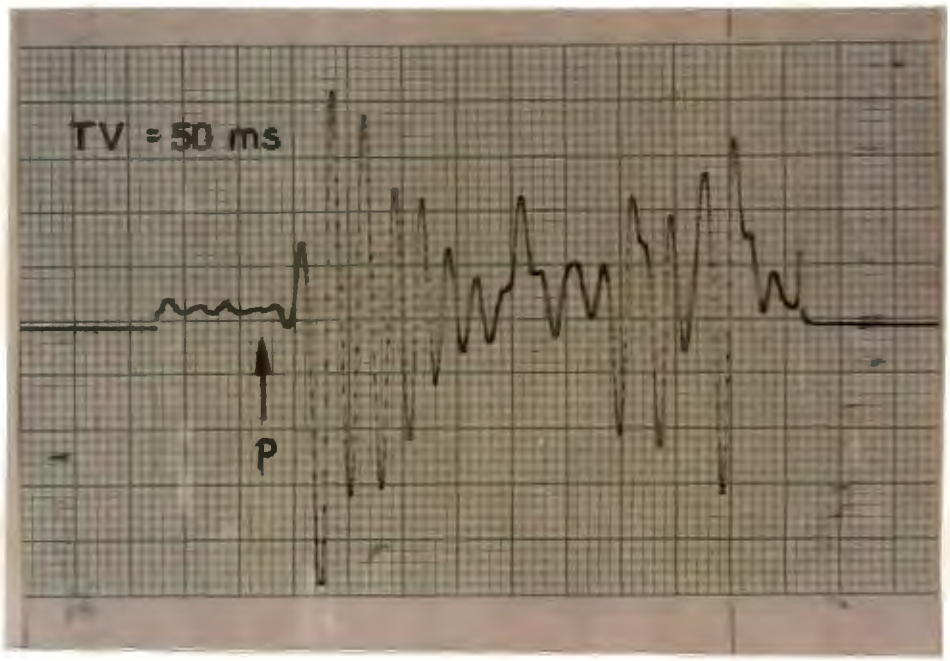


Foto 4.8: Registro típico para determinação do momento de chegada das ondas P.

$$\nu = \frac{(Vp/Vs)^2 - 2}{2.(Vp/Vs)^2 - 2} \qquad (4.5)$$

onde:

Vs - velocidade de propagação da onda cisalhante;

Vp - velocidade de propagação da onda de compressão;

G - módulo cisalhante dinâmico;

E - módulo de elasticidade longitudinal dinâmico;

ν - coeficiente de Poisson dinâmico; e

ρ - massa específica do material.

4.1.2 - Ensaio de coluna ressonante

É um dos ensaios mais utilizados para avaliação dos parâmetros dinâmicos dos solos à baixas amplitudes de deformação. É considerado um ensaio não destrutivo para amplitudes de deformação inferiores a 10^{-2} %, portanto muitas medidas podem ser efetuadas sobre o mesmo corpo de prova e em diversos estados de tensão. Este ensaio também se encontra normalizado pela ASTM (D 4015-81).

4.1.2.1 - Príncipios básicos do ensaio

O príncipio básico deste ensaio é medir a velocidade de

propagação de ondas de compressão e/ou cisalhantes através de amostras confinadas em câmara triaxial, podendo-se assim calcular os parâmetros dinâmicos dos solos.

Num equipamento de coluna ressonante a freqüência de excitação é ajustada até que a amostra entre em ressônancia. Os módulos são calculados a partir desta freqüência e da geometria da amostra e do equipamento de solicitação. A razão de amortecimento pode ser determinada por diferentes métodos.

Existem várias versões do ensaio de coluna ressonante, cada uma exigindo diferentes equipamentos de solicitação do corpo de prova bem como métodos de interpretação dos resultados.

4.1.2.2. Descrição do equipamento e do procedimento de ensaio

O equipamento utilizado para execução dos ensaios de coluna ressonante (Foto 4.9) é semelhante ao descrito por HARDIN (1970), no qual se aplica ao corpo de prova uma vibração do tipo torcional. São obtidos, neste caso, o módulo cisalhante dinâmico (G) e a razão de amortecimento interno (D).

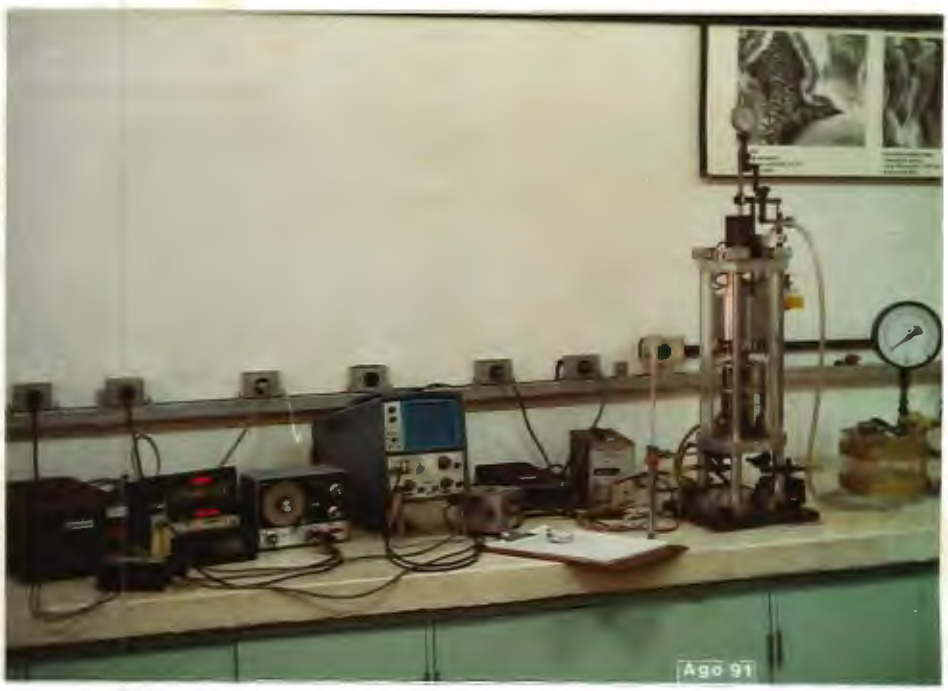


Foto 4.9: Equipamento utilizado para ensaio triaxial de coluna ressonante (Laboratório IPT-SP).

O equipamento foi desenvolvido de forma a poder representar perfeitamente o sistema corpo de prova - equipamento pelo modelo indicado na Figura 4.7.

O corpo de prova cilíndrico, com cerca de 36 mm de diâmetro e 80 mm de altura, é rigidamente fixado à base da câmara triaxial por meio de lâminas, com saliências de 1,5 mm, embutidas na pedra porosa. Esta fixação garante a condição de engastamento na base do corpo de prova. Ao topo do mesmo é preso o cabeçote, que por sua vez

é acoplado ao oscilador Hardin mostrado na Figura 4.8.

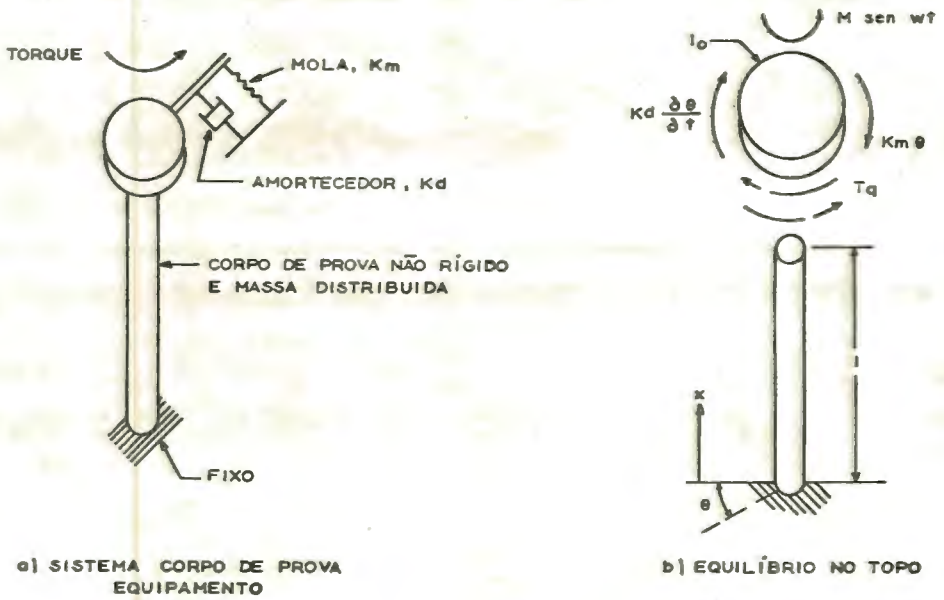


Fig.4.7: Modelo físico do ensaio de coluna ressonante (apud HARDIN & MUSIC, 1965).

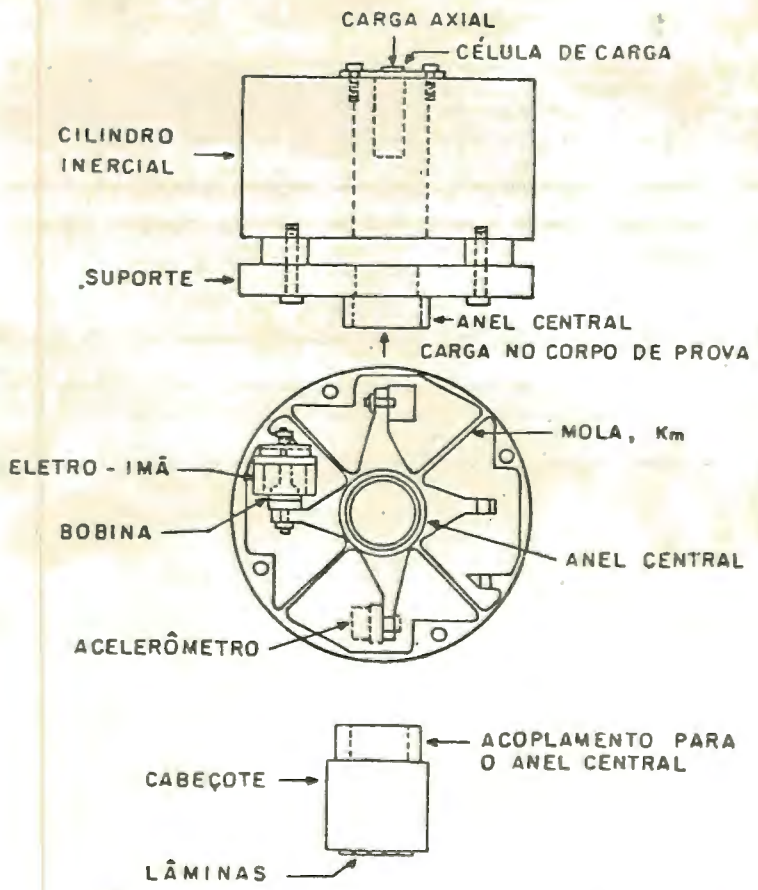


Fig.4.8: Esquema do oscilador Hardin (apud HARDIN & MUSIC, 1965).

O oscilador é composto por uma massa vibratória (formada pelo anel de fixação do cabeçote e por quatro braços) e por um cilindro com grande inércia rotacional, unidos por quatro molas de torção. A passagem de corrente pelas quatro bobinas fixadas no cilindro inercial produz uma força entre as mesmas e os eletro-imãs presos aos quatro braços da massa vibratória, resultando disto um torque em relação ao eixo do corpo de prova. Pela passagem de uma corrente de variação senoidal com o tempo produz-se um torque também senoidal. Como o cilindro inercial proporciona uma reação essencialmente fixa, a aplicação do torque causa vibrações na massa vibratória e, em conseqüência, no corpo de prova.

Como se observa no modelo da Figura 4.7, o oscilador Hardin pode ser representado por uma massa rígida (massa vibratória mais cabeçote) acoplada a uma mola e a um amortecedor.

Preso a um dos braços da massa vibratória existe ainda um acelerômetro piezo-elétrico, insensível a campos magnéticos, instalado de modo a medir a aceleração tangencial no topo de corpo de prova.

O oscilador é colocado no interior da câmara triaxial e acoplado ao corpo de prova, sendo este, então, submetido às pressões confinante e axial desejadas. O carregamento axial, aplicado através de um pistão, é medido no interior da câmara, por meio de uma célula de carga presa ao cilíndro inercial, como indicado na Figura 4.8. Com isto elimina-se qualquer erro associado ao atrito do pistão. A aplicação da pressão confiante, por sua vez, é feita através de ar comprimido. Detalhe da câmara triaxial montada é apresentado na Foto 4.10.

A tampa da câmara triaxial permite a passagem dos cabos de ligação das bobinas, do acelerômetro e da célula de carga, que são ligados, respectivamente, a um amplificador de potência, a um amplificador de carga e a um amplificador de ponte, como indicado na Figura 4.9. As saídas do amplificador de potência e carga vão para uma caixa seletora, que permite selecionar a variável cuja medida, em tensão, é efetuada através de um voltímetro. Além disso, os canais de aceleração e torque são conectados aos canais vertical e horizontal de um osciloscópio, para medir o ângulo de fase entre eles.

Feita a aplicação do torque senoidal, pode-se conhecer a relação de fase entre os sinais de excitação e resposta, pela figura de Lissajour formada no osciloscópio. Neste caso particular, a formação de uma elípse vertical indica uma defasagem de $\pi/2$ radianos, o que configura o fenômeno de ressonância no sistema corpo de prova - oscilador. Chegou-se a esta situação variando-se a freqüência de um oscilador de áudio ligado ao amplificador de potência.

Estabelecida a ressonância, fazem-se medidas da aceleração tangencial e da freqüência, esta última num freqüencímetro, o que possibilita o cálculo do módulo cisalhante e da amplitude de deformação. Todo este procedimento é repetido para outros valores de torque, estabelecendo-se sempre a ressonância, de modo a se obter a variação do módulo cisalhante com a amplitude de deformação.

Foto 4.10: Detalhe da câmara triaxial montada.

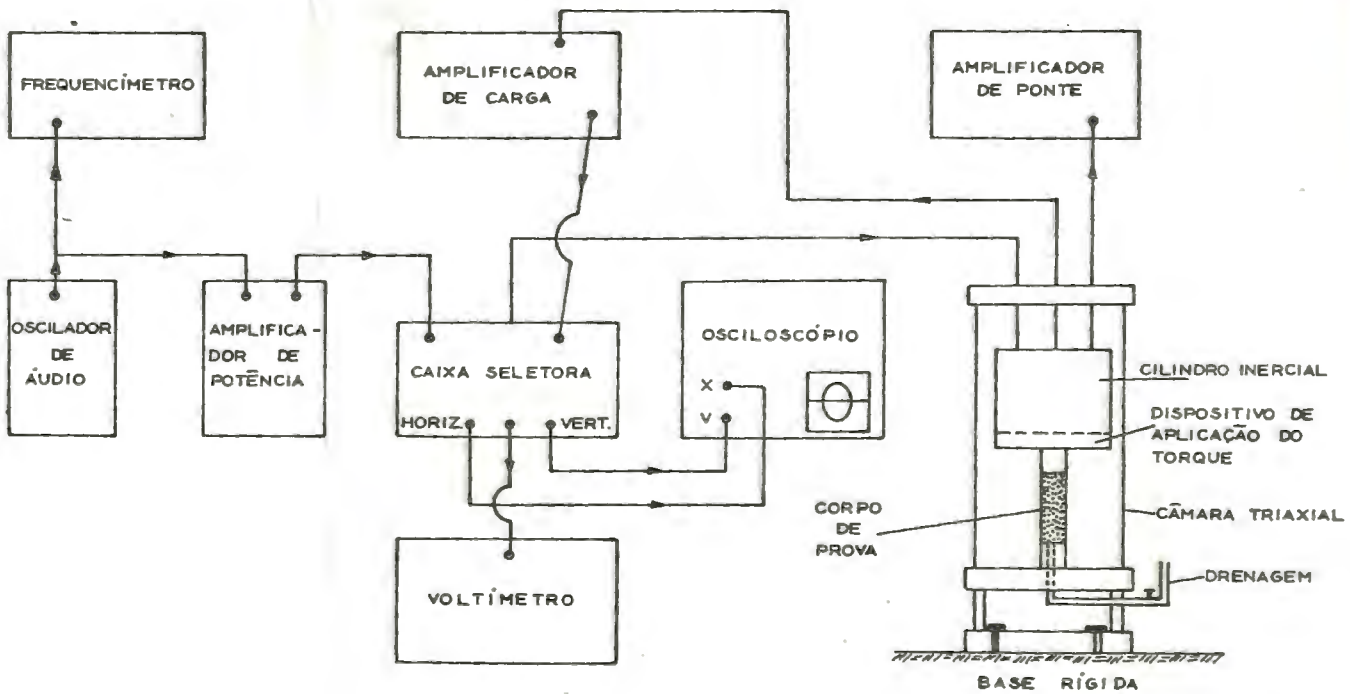


Fig.4.9: Diagrama de interligação de equipamentos e esquema da câmara triaxial (apud BARROS, 1989).

EESC-USP Biblioteca CAMPUS SÃO CARLOS

A razão de amortecimento interno do corpo de prova, por sua vez, pode ser determinada no ensaio através de dois processos distintos, que se fundamentam respectivamente nos métodos de vibrações livres e de vibrações estacionárias.

No primeiro deles, para cada torque aplicado, na ressonância, corta-se repentinamente o sinal de excitação, resultando num decaimento logarítmo da amplitude de vibração com o tempo. Este decaimento é gravado na tela do osciloscópio (Foto 4.11) e através da diferença entre amplitudes, calcula-se a razão de amortecimento interno (D) do corpo de prova.

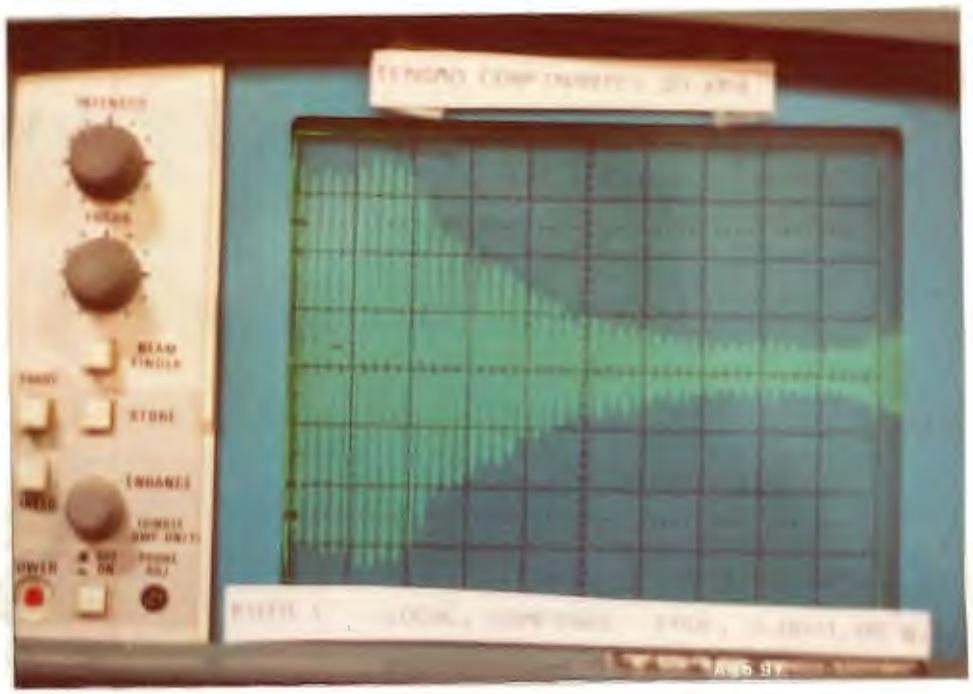


Foto 4.11: Registro típico do decaimento logarítmo da amplitude de deformação com o tempo.

Pelo métodos das vibrações estacionárias, a razão de amortecimento interno (D) pode ser obtida através da medida, na condição de ressonância e para cada torque aplicado, da aceleração tangencial e da corrente que passa pelas bobinas do oscilador.

4.1.2.3 - Amostras ensaiadas

Os ensaios de coluna ressonante foram realizados em corpos de prova talhados de amostras indeformadas retiradas de poços exploratórios a diferentes profundidades (superficial e próximas ao meio e ao fundo do poço), nas três áreas investigadas.

Na Tabela 4.1 são apresentadas as amostras ensaiadas, as confinantes utilizadas e as condições de umidade.

O procedimento de ensaio adotado seguiu aquele já descrito, com algumas peculiaridades que devem ser destacadas.

Tab.4.1: Ensaios de coluna ressonante realizados.

ÁREA	Prof. (m)	Am. no.	C.P. no.	σ3 (KPa)	Condição de Umidade
BAURU	0,95	1	1	20, 50 e 100	"in natura"
	4,80	4	4	50, 100 e 200	"in natura"
	4,80	4	4D	50, 100 e 200	secagem prévia
	4,80	4	4D2	50, 100 e 200	secagem prévia
	4,80	4	4P	50, 100 e 200	percolação água
	8,85	8	8	50, 100 e 200	"in natura"
SÃO CARLOS	1,40	1	1	20, 50 e 200	"in natura"
	4,60	3	3	50, 100 e 200	"in natura"
	8,35	5	5	50, 100 e 200	"in natura"
CAMPINAS	0,95	1	1	20, 50 e 100	"in natura"
	4,50	4	4	50 e 100	"in natura"
	6,80	6	6	50, 100 e 200	"in natura"
	7,85	7	7	50, 100 e 200	"in natura"

Todos estes ensaios foram do tipo múltiplo estágio, ou seja, três níveis de tensão confinante aplicados num mesmo corpo de prova, com valores próximos ao de campo. Para cada estágio de confinamento, aplicou-se no topo do corpo de prova um torque de magnitude tão baixa quanto possível, determinando-se, então, o valor do módulo cisalhante, a intervalos logarítmos de tempo, a contar do início da drenagem, até aproximadamente 1.000 minutos.

Em seguida, determinou-se a variação tanto do módulo cisalhante como da razão de amortecimento com a amplitude de deformação, mediante aumento gradativo do torque aplicado ao topo do corpo de prova. As medidas de amortecimento foram feitas empregando-se o processo do decaimento das vibrações livres.

Tal procedimento foi repetido para os demais estágios de confinamento. Iniciava-se um novo estágio quando se confirmava a recuperação do módulo cisalhante à baixa amplitude de deformação (Go), conforme recomendação de ANDERSON & STOKOE (1977). A Figura 4.10 ilustra a recuperação do módulo com o tempo, para um dos corpos de prova ensaiados.

Para o controle da variação do índice de vazios do corpo de prova durante a fase de adensamento, media-se a variação de altura e de volume utilizando-se, respectivamente, de um extensômetro mecânico e de uma bureta graduada ligada a pedra porosa da base do corpo de prova (Foto 4.9).

Apenas a amostra no. 4 da área experimental de Bauru foi ensaiada sob diferentes condições de umidade. O corpo de prova 4P foi submetido a percolação de água após sua talhagem e montagem na câmara triaxial. A determinação do teor de umidade foi feita após o término do ensaio.

Os corpos de prova 4D1 e 4D2 foram submetidos a secagem sob condições ambientais, após terem sido talhados do bloco indeformado.

Atingida a condição de umidade pré-estabelecida, o corpo de prova era colocado em um dessecador, durante 24 horas, para homogenizar a distribuição de água em seu interior. Em seguida, determinava-se seus índices físicos e executava-se o ensaio de coluna ressonante. Na Tabela 4.2 são apresentados os índices físicos destes corpos de prova.

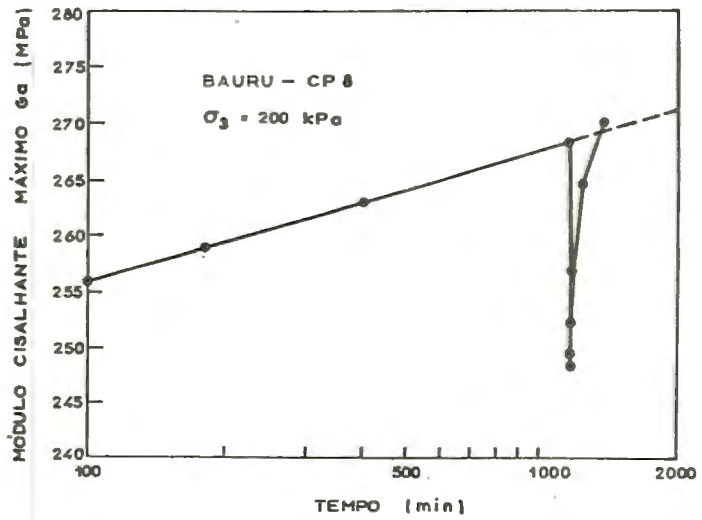


Fig.4.10: Recuperação do módulo cisalhante máximo (Go).

Tab.4.2: Indices físicos dos corpos de prova da amostra no. 4 de Bauru.

C.P. no.	Condição de Umidade	ρ (g/cm^3)	w (%)	eo	Sr (%)
4D1	secagem prévia	1,624	2,24	0.668	8,9
4D2	secagem prévia	1,671	5,85	0,679	22,8
4	" in natura"	1,704	10.42	0.717	38,5
4P	percolação água	1,816	17,14	0,709	64,1

4.1.2.4 - Modelo teórico e cálculo do ensaio

O modelo teórico representativo do ensaio de coluna ressonante, bem como o cálculo do módulo cisalhante, amplitude de deformação e razão de amortecimento interno do corpo de prova são apresentados a seguir.

(a) Módulo cisalhante

Como já mencionado, o sistema corpo de prova - equipamento pode ser perfeitamente representado pelo modelo indicado na Figura 4.7. A equação diferencial completa que governa a vibração torcional do corpo de prova é deduzida por HARDIN & MUSIC (1965). Como sua

dedução é bastante complexa, foi aqui omitida.

Entretanto, para baixos valores de amortecimento do corpo de prova e do oscilador, a freqüência de ressonância do sistema é praticamente independente do amortecimento e pode ser considerada igual a sua freqüência natural sem amortecimento, o que torna a solução bem mais simples. O desenvolvimento matemático para obtenção de tal solução é feito a seguir, de forma a possibilitar o entendimento dos conceitos teóricos básicos envolvidos no problema.

Para esta situação considera-se a barra cilíndrica da Figura 4.11, submetida a um torque Tq. A relação entre o torque e a rotação angular, desprezando o efeito do amortecimento, é:

$$Tq = G \cdot J \cdot \left(\frac{\partial \theta}{\partial x}\right) \qquad (4.6)$$

onde G é o módulo cisalhante e J é o momento polar de inércia da seção transversal e x é uma posição qualquer da barra cilíndrica.

O torque aplicado em um elemento, de comprimento Δx e massa específica ρ, por efeito da inércia, em um tempo t, é dado por:

$$Tq = \rho \cdot J \cdot \Delta x \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \qquad (4.7)$$

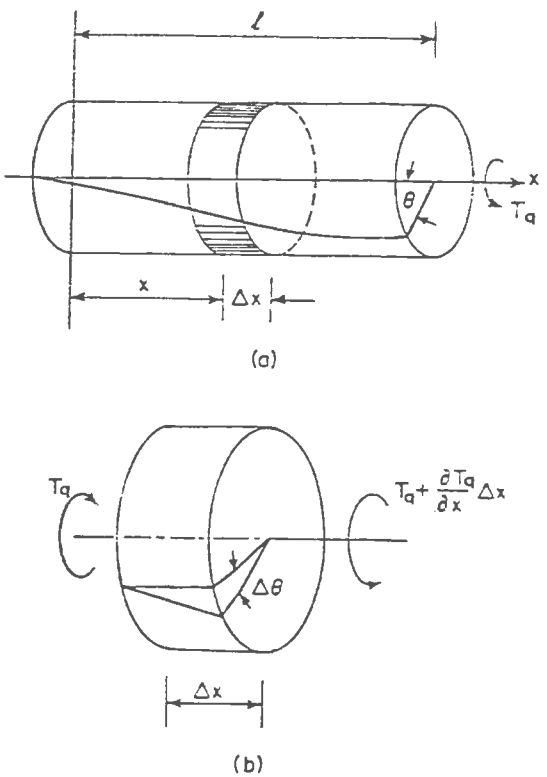


Fig.4.11: Equilíbrio de uma barra cilíndrica sujeita a um torque (apud RICHART et alii, 1970).

Equilibrando-se o elemento Δx da barra, como indicado na

Figura 4.11, tem-se, pela segunda lei de Newton:

$$-Tq + \left(Tq + \frac{Tq}{x} \cdot \Delta x\right) = \rho \cdot J \cdot \Delta x \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \qquad (4.8)$$

ou,

$$\frac{\partial Tq}{\partial x} = \rho \cdot J \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \qquad (4.9)$$

sendo ρ a massa específica, dada pela relação entre o peso específico e a aceleração da gravidade ($\gamma n/g$).

Substituindo-se a expressão 4.6 em 4.9, resulta em:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(G \cdot J \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x}\right) = \rho \cdot J \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \qquad (4.10)$$

ou seja,

$$G \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = \rho \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \qquad (4.11)$$

ou na conhecida forma da equação de onda unidimensional,

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = Vs^2 \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \qquad (4.12)$$

na qual Vs é a velocidade de propagação das ondas cisalhantes, dada pela expressão 2.8.

A expressão 4.12 descreve o movimento da barra submetida a vibração torcional. Sua solução pode ser escrita da seguinte forma:

$$\theta(t,x) = u(t) \cdot v(x) \qquad (4.13)$$

com $u(t) = C1.\cos(\omega t) + C2.\mathrm{sen}(\omega t)$ (4.14)

e $v(x) = C3.\cos(\omega x/Vs) + C4.\mathrm{sen}(\omega x/Vs)$ (4.15)

sendo ω a freqüência angular natural e C1, C2, C3, e C4 constantes, a serem determinadas a partir das condições iniciais e de contorno.

Voltando ao modelo de ensaio de coluna ressonante, a base do corpo de prova é admitida engastada, então:

$\theta = 0$ para $x = 0$, resultanto $C3 = 0$

A expressão (4.13) passa a ser:

$$\theta(t,x) = [(C1.\cos(\omega t) + C2.\mathrm{sen}(\omega t)] \cdot C4.\mathrm{sen}(\omega x/Vs) \qquad (4.16)$$

Para determinação das condições de contorno no topo do corpo

de prova, considere-se a massa rígida como um corpo livre, como mostrado na Figura 4.7.b. A equação de movimento, desprezando-se o efeito de amortecimento do oscilador, é:

$$Io \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = - Tq - Km \cdot \theta \qquad (4.17)$$

onde Io é o momento polar de inércia de massa da massa rígida e Km a constante de mola do equipamento.

Para satisfazer a condição para qualquer instante t, substituem-se as expressões 4.6 e 4.16 na expressão 4.17. Fazendo as simplificações necessárias e lembrando que $I = \rho.J.l$ (l é a altura do corpo de prova), obtem-se:

$$Ts = \frac{1}{(F.tgF)} \qquad (4.18)$$

com

$$Ts = \frac{Io}{I} - \frac{Km}{I.\omega^2} \qquad (4.19)$$

sendo Ts um fator do sistema, F uma freqüência adimensional e I o momento polar de inércia de massa da barra, e:

$$F = \frac{\omega.l}{Vs} = \frac{\omega.l}{\sqrt{G/\rho}} \qquad (4.20)$$

Na expressão 4.19, Io e Km são obtidos a partir de calibração do equipamento e I da massa e geometria do corpo de prova. Na execução do ensaio, determina-se a freqüência de ressonância do sistema corpo de prova - equipamento, admitida igual a sua freqüência natural. Pela expressão (4.18) obtem-se F. Finalmente o valor do módulo é calculado por:

$$G = \rho . (\omega l/F)^2 \qquad (4.21)$$

A expressão 4.18 é bastante precisa para baixo amortecimento do sistema (decaimento logarítmo - ∂s, menor que 0,4). Caso contrário, deve-se considerar a influência do amortecimento do corpo de prova na expressão 4.6 e do oscilador na expressão 4.17. HARDIN & MUSIC (1965) e DRNEVICH et alii (1977) apresentam programas de computador para obtenção da solução exata, que exige um processo de cálculo iterativo.

(b) Amplitude de deformação cisalhante

A determinação da amplitude de deformação cisalhante (γ) é feita através da medida da aceleração tangencial e da freqüência de ressonância.

O acelerômetro, preso a massa vibratória, produz uma carga elétrica proporcional a aceleração tangencial, que é convertida em tensão num amplificador de carga. A saída do amplificador de carga é

obtida num voltímetro digital calibrado para dar valores de tensão eficaz. Portanto a amplitude da aceleração tangencial (at) vale:

$$at = \frac{\sqrt{2} \cdot g \cdot V}{Ca} \qquad (4.22)$$

onde V é a leitura do voltímetro, em milivolts-eficaz, na ressonância, g é a celeração da gravidade e Ca o fator de conjunto acelerômetro-amplificador de carga.

A rotação angular (θ) pode então ser calculada por:

$$\theta = \frac{at}{\omega^2.Cd} = \frac{at}{4.\pi^2.f^2.Cd} \qquad (4.23)$$

onde ω é a freqüência angular de ressonância, Cd a distância entre a posição do acelerômetro e o eixo de rotação do corpo de prova e f é a freqüência de ressonância.

Finalmente, a amplitude de deformação cisalhante (γ), em porcentagem, é dada por:

$$\gamma = \frac{100 \cdot \theta \cdot d}{3 \cdot l} \qquad (4.24)$$

sendo d e l respectivamente o diâmetro e a altura de corpo de prova.

A expressão 4.24 fornece a deformação cisalhante média, conforme recomendado por DRNEVICH (1977), que corresponde a 2/3 da amplitude de deformação cisalhante máxima no perímetro do corpo de prova.

(c) Razão de amortecimento interno

A razão de amortecimento interno (D) do corpo de prova foi obtida utilizando o método das vibrações livres. Segundo este método, com o sistema vibrando na freqüência de ressonância, corta-se o sinal de excitação e grava-se a curva de decaimetro na tela do osciloscópio. Pode-se então determinar o decaimento logarítmo (∂ s) do sistema pela expressão.

$$\partial s = \frac{1}{n} \, Ln \left(\frac{A1}{An+1} \right) \qquad (4.25)$$

onde A1 é a amplitude de vibração do 1o. ciclo após a interrupção do sinal de excitação e An+1 é a amplitude do ciclo n+1 (Figura 4.13.a).

Pode-se demonstrar que:

$$D = \frac{1}{2\pi} \cdot [\partial s.(1+s) - \partial o.s] \qquad (4.26)$$

sendo ∂o o decaimento logarítimico do equipamento e s a razão de energia do sistema, dada por:

$$s = \left(\frac{Io}{I.Cm}\right) . \left(\frac{fo.F}{f1}\right)^2 \qquad (4.27)$$

ou de outra forma:

$$s = \frac{32 . Km . l}{\pi . G . d^4 . Cm} \qquad (4.28)$$

sendo fo e f1 as freqüências de ressonância respectivamente do equipamento e do sistema corpo de prova - equipamento e F uma freqüência adimensional, dada pela expressão 4.18. O valor do fator Cm, por sua vez, é determinado pelo gráfico da Figura 4.12, em função de Ts, calculado pela expressão 4.19.

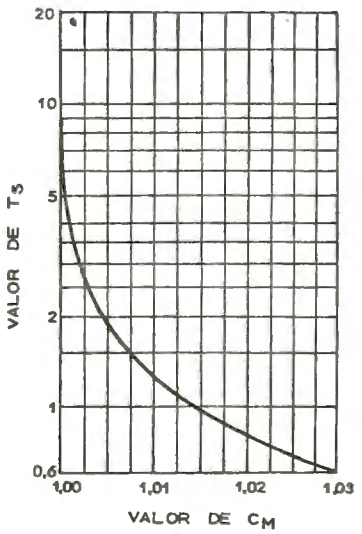


Fig.4.12: Determinação do Fator Cm (apud HARDIN, 1970).

Para cálculo da razão de amortecimento interno dos corpos de prova ensaiados utilizou-se de um recurso estatístico para determinação do decaimento logarítmo (∂s) do sistema.

Plotando-se a amplitude relativa versus o número de ciclos, como mostrado no gráfico da Figura 4.13.b, é possível ajustar uma reta, numa escala mono-log, sendo sua inclinação o valor de ∂s. A partir dele calcula-se então a razão de amortecimento utilizando-se as expressões 4.26 e 4.27 (ou 4.28) já apresentadas.

(d) Cálculo do ensaio por computador

Pela complexidade dos cálculos e para poder considerar a equação diferencial completa, com o efeito do amortecimento, todos os ensaios realizados foram calculados utilizando programas desenvolvidos para este fim.

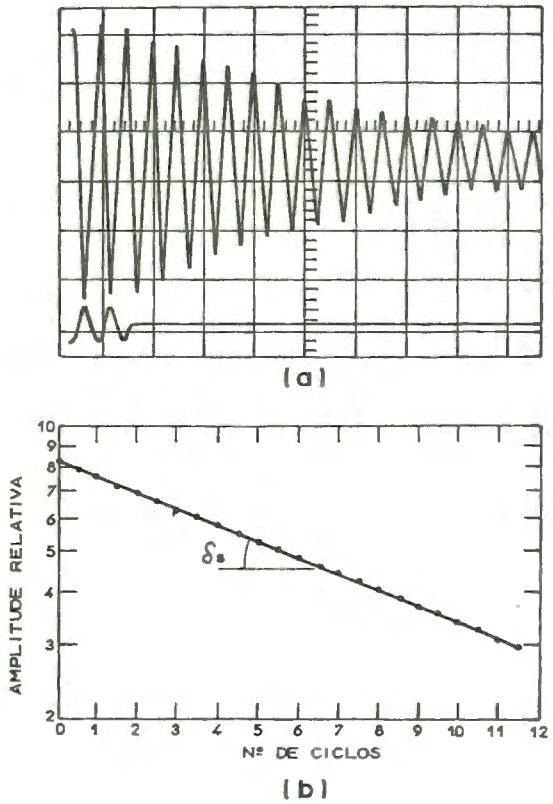


Fig.4.13: Curva típica de decaimento das vibrações livres obtida num ensaio de coluna ressonante (a) curva de decaimento da amplitude de vibração com o tempo (b) curva de variação da amplitude com o número de ciclos (apud DAS, 1983).

Para o cálculo do módulo cisalhante e da amplitude de deformação foi utilizado um programa desenvolvido por HARDIN & MUSIC (1965) e adaptado por BARROS (1989) para utilização em micros da linha "Apple". A razão de amortecimento interno (D) também foi calculada utilizando um programa desenvolvido para micros linha "Apple".

No Anexo 4 são apresentados os programas utilizados e um exemplo de aplicação para cálculo de um dos ensaios.

4.2.2.5 Calibração do equipamento de ensaio

Para o cálculo do ensaio é necessário conhecer as constantes do aparelho utilizado, que são obtidas na calibração do equipamento. Detalhes sobre o processo de calibração de um aparelho de coluna ressonante, que utiliza o oscilador Hardin, são apresentados por HARDIN (1970).

No Anexo 5 apresentam-se os valores das constantes do aparelho utilizado em todos os ensaios.

5 - RESULTADO DOS ENSAIOS

5.1 - Ensaio sísmico "cross-hole"

Os resultados dos ensaios "cross-hole" realizados nas três áreas investigadas são apresentados na Tabela 5.1, onde constam, para cada profundidade ensaiada, os valores de:

ρ = massa específica natural do solo, obtidas a partir dos gráficos da Figura 3.18, exceto para a área experimental de São Carlos, onde utilizou-se o valor médio entre os resultados deste trabalho e os apresentados, para a mesma área, por MENEZES (1990);

TPs1 = tempo de percurso da onda S entre a fonte e o geofone 1;

TPs2 = tempo de percurso da onda S entre a fonte e o geofone 2;

TPp1 = tempo de percurso da onda P entre a fonte e o geofone 1;

TPp2 = tempo de percurso da onda P entre a fonte e o geofone 2;

Vs1 = velocidade de propagação da onda S entre fonte e geofone 1;

Vs2 = velocidade de propagação da onda S entre fonte e geofone 2;

Vs3 = velocidade de propagação da onda S entre os geofones 1 e 2;

Vsmed = média das velocidades de propagação da onda S;

Vpmed = velocidade de propagação da onda P. Valor médio quando foi possível determinar os tempos de percurso TPp1 e TPp2;

G, E, ν = parâmetros dinâmicos dos solos: módulos cisalhante, de Young e coeficiente de Poisson, respectivamente.

Nas Figuras 5.1.a, 5.2.a e 5.3.a são apresentadas as variações das velocidades de propagação das ondas cisalhantes (Vs) e de compressão (Vp), respectivamente para as áreas de Bauru, São Carlos e Campinas.

A variação dos parâmetros dinâmicos calculados (G , ν , E) com a profundidade, para cada área investigada, são apresentadas nas Figuras 5.1.b, 5.2.b e 5.3.b.

Para as áreas de São Carlos e Campinas, em algumas profundidades, obtiveram-se valores menores que zero para o coeficiente de Poisson (Tabela 5.1); nestes casos o módulo de Young não foi calculado.

Tab.5.1: Resultados dos ensaios sísmicos "cross-hole".

LOC	Prof. (m)	ρ (g/cm^3)	Tempo de Percurso (mS)				Velocidade das Ondas S e P (m/s)					G (MPa)	E (MPa)	ν
			TPs1	TPs2	TPp1	TPp2	Vs1	Vs2	Vs3	Vsmed	Vpmed			
BAURU	0,9	1,650	14,2	27,6	----	19,2	209,86	216,67	223,88	216,80	311,46	79,1	162,9	0,03
	1,9	1,635	11,2	21,6	7,6	----	266,07	276,85	288,46	277,13	392,15	128,0	256,3	0,00
	2,9	1,630	10,4	20,4	----	----	286,54	293,14	300,00	293,23	----	142,9	----	----
	3,9	1,665	10,0	20,0	7,0	14,0	298,00	299,00	300,00	300,00	427,14	151,7	389,4	0,02
	4,9	1,745	9,6	19,4	6,7	13,5	310,42	309,50	306,12	308,26	442,97	169,0	348,4	0,03
	5,9	1,690	9,4	18,4	6,5	12,8	317,02	325,00	333,33	325,12	467,28	182,1	375,5	0,03
	6,9	1,745	8,8	18,0	6,1	12,6	338,64	332,22	326,09	332,22	474,89	197,0	402,0	0,02
	7,9	1,765	8,6	17,2	6,0	----	346,51	347,67	348,84	347,67	496,67	217,5	443,5	0,02
	8,9	1,810	8,4	16,8	5,8	----	354,76	355,95	357,17	355,95	513,79	233,8	485,4	0,04
SCARLOS	0,5	1,500	15,6	31,4	10,4	21,6	196,79	193,31	189,37	193,33	281,36	57,1	120,4	0,05
	1,5	1,525	14,4	27,2	10,0	19,0	213,19	223,16	234,37	223,58	319,93	77,7	159,0	0,02
	2,5	1,585	13,2	24,0	9,2	----	232,58	252,92	277,78	254,42	333,78*	104,6	---- *	-0.19*
	3,5	1,635	12,0	22,6	8,4	16,0	255,83	268,58	283,02	269,12	379,87	120,7	248,5	0,00
	4,5	1,685	11,4	20,8	7,9	14,5	269,39	291,83	319,15	293,42	420,59	147,9	303,3	0,03
	5,5	1,745	10,8	20,0	7,5	----	284,26	303,50	326,09	304,62	409,33*	161,1	---- *	-0,12*
	6,5	1,800	10,8	19,4	7,5	13,5	284,26	312,89	348,84	315,33	452,98	182,4	357,8	0,03
	7,5	1,865	12,0	20,4	8,2	----	255,83	297,55	357,14	303,51	374,39*	175,1	---- *	-0,46*
	8,5	1,870	11,8	20,4	8,2	----	260,17	297,55	348,84	302,19	374,39*	174,1	---- *	-0,44*
CAMPINAS	0,7	1,380	14,2	28,4	9,8	----	211,27	210,92	210,56	210,59	306,12	62,6	131,1	0,05
	1,7	1,365	14,4	25,5	10,4	17,6	208,33	234,90	269,37	237,53	348,01	78,5	167,2	0,06
	2,7	1,345	13,4	24,6	9,2	17,2	223,88	243,50	266,96	244,78	349,37	82,1	167,2	0,02
	3,7	1,315	12,2	23,6	8,4	16,4	245,90	253,81	262,28	254,00	365,38	86,5	178,6	0,03
	4,2	1,300	12,2	23,4	8,2	----	245,90	255,98	266,96	256,28	365,85	87,0	177,2	0,02
	4,7	1,325	11,6	22,6	8,0	----	258,62	265,04	271,82	265,16	375,00	95,0	189,9	0,00
	5,7	1,525	10,4	20,8	7,2	----	288,46	287,98	287,58	287,98	426,67	129,8	270,8	0,04
	6,7	1,560	10,6	21,2	7,2	14,4	238,02	282,55	282,08	282,55	415,97	127,0	272,3	0,07
	7,7	1,525	13,6	27,0	9,5	----	220,59	221,85	223,13	221,86	315,79	76,5	155,0	0,01
	8,7	1,535	14,4	28,4	10,8	----	208,33	210,92	213,57	210,94	277,78*	69,6	---- *	-0,18*

Observações: ---- Valor Não Determinado * Coef. Poisson Negativo

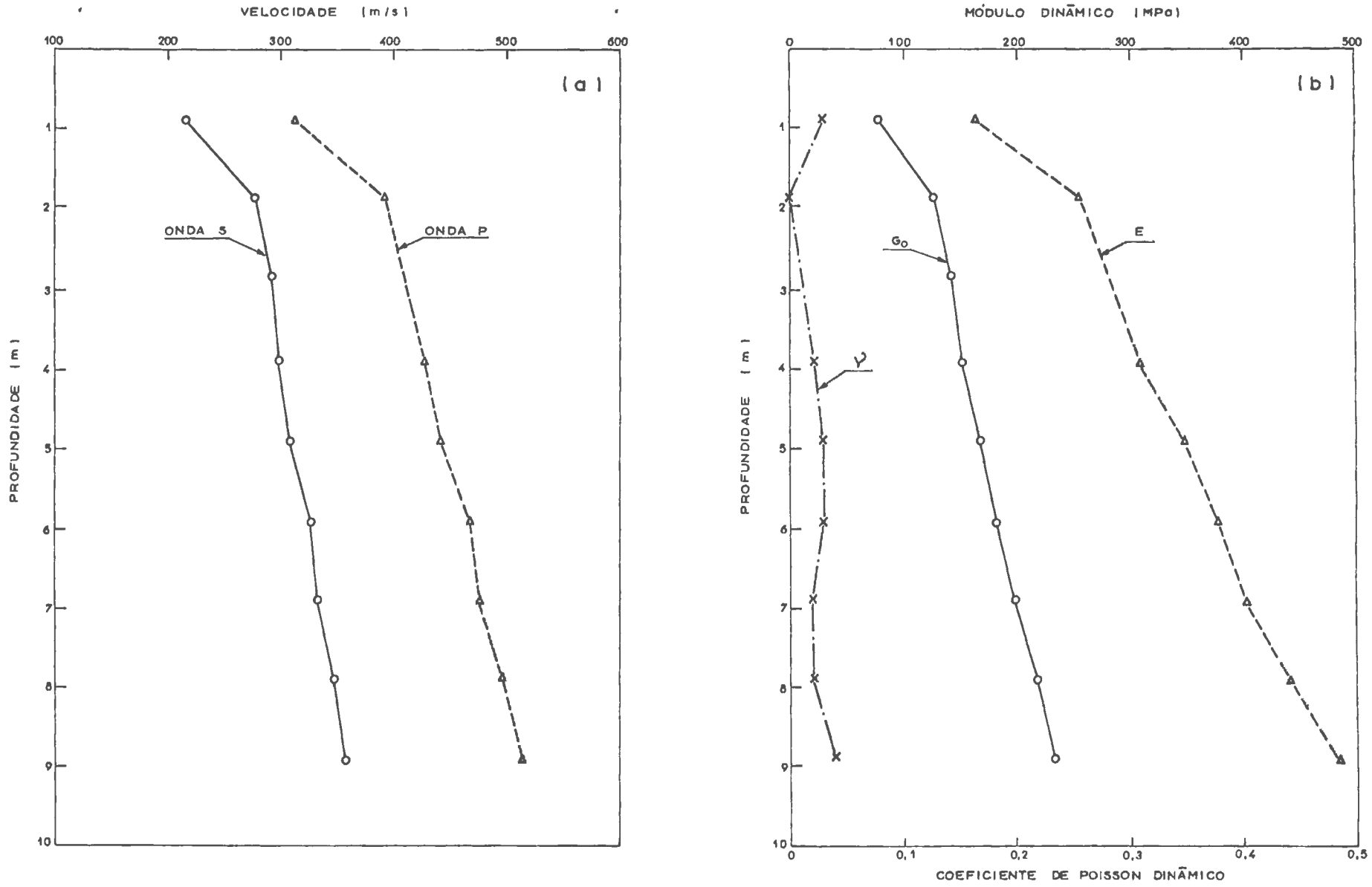


Fig.5.1: Resultados do ensaio sísmico "cross-hole" para a área de Bauru.

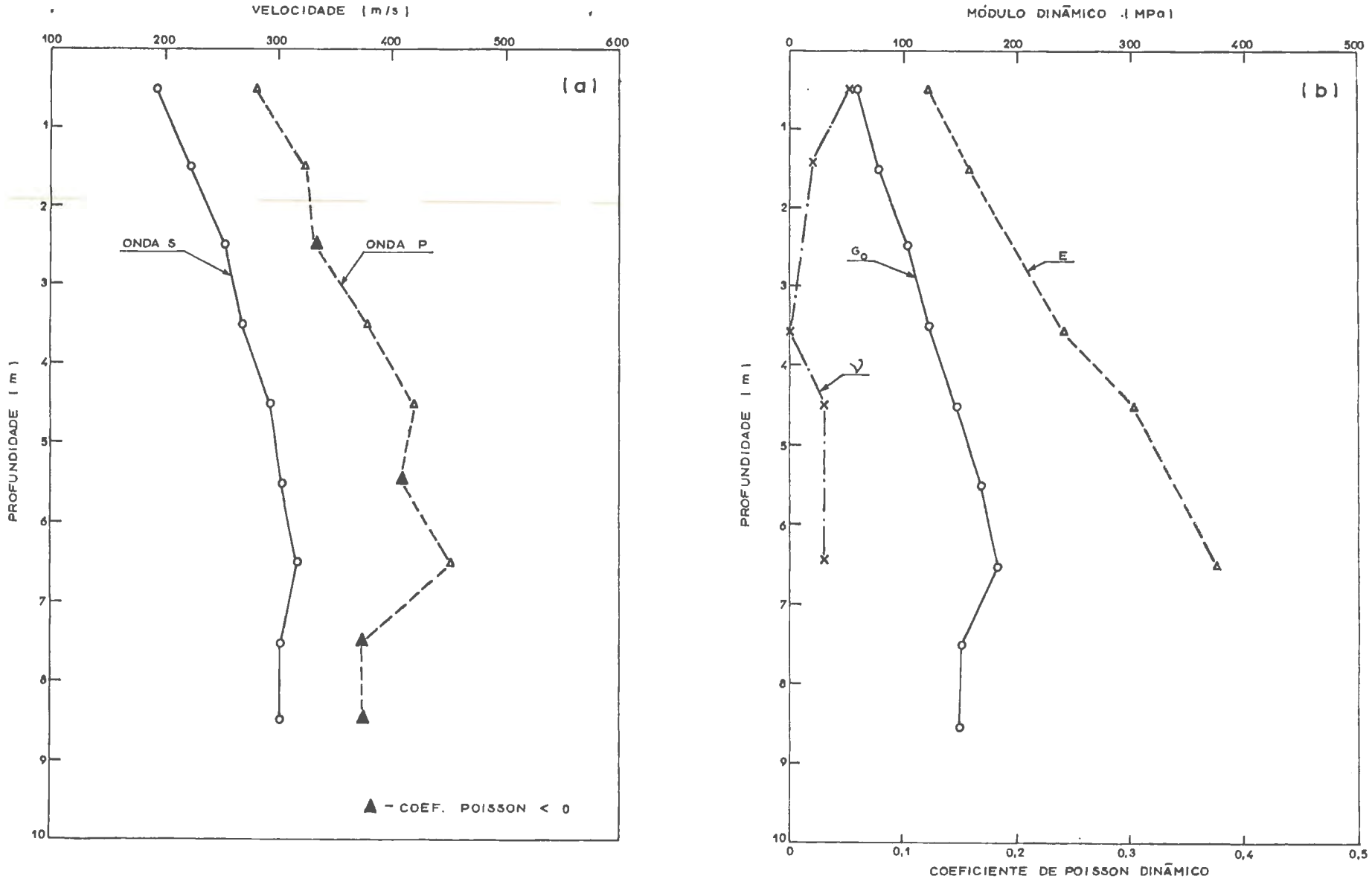


Fig.5.2: Resultados do ensaio sísmico "cross-hole" para a área de São Carlos.

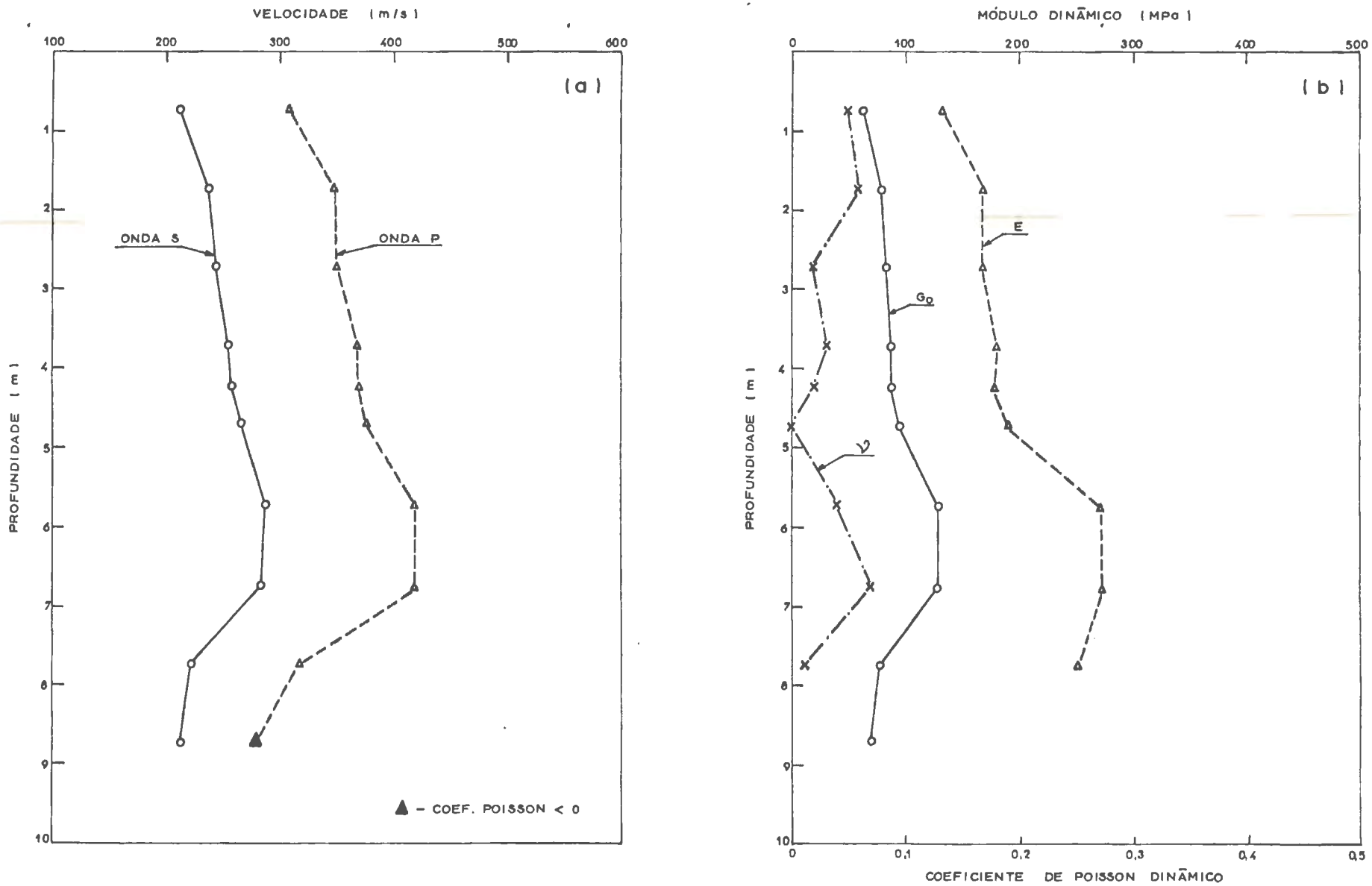


Fig.5.3: Resultados do ensaio sísmico "cross-hole" para a área de Campinas.

5.2 - Ensaio de coluna ressonante

Os resultados dos ensaios de coluna ressonante realizados nas amostras das três áreas investigadas são apresentados nas Figuras 5.5 a 5.17. Para cada corpo de prova ensaiado são apresentados, em cada uma destas figuras, os seguintes gráficos:

(a) variação do módulo cisalhante máximo (Go) com a duração de tempo de confinamento (t);

(b) variação da relação entre o módulo cisalhante e o módulo cisalhante máximo (G/Go) com a amplitude de deformação cisalhante(γ). Na verdade, em cada ensaio, obtem-se a variação de G x γ, conforme ilustrado na Figura 5.4, no entanto, é conveniente apresentar como resultado do ensaio a curva de degradação do módulo (G/Go x γ), onde Go é o valor do módulo cisalhante máximo para um tempo de confinamento de 1.000 minutos obtidos nos gráficos do tipo (a);

(c) variação da razão de amortecimento interno (D) versus a amplitude de deformação cisalhante (γ).

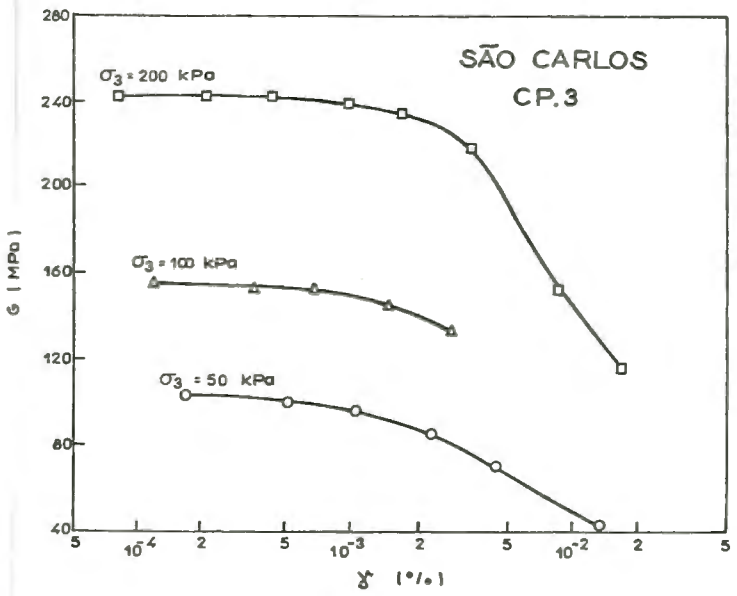


Fig.5.4: Exemplo típico da variação do módulo cisalhante com a amplitude de deformação num ensaio de coluna ressonante.

Com base nestes gráficos (Figuras 5.5 a 5.17), determinou-se, para cada corpo de prova e sob cada tensão confinante, os valores do módulo cisalhante máximo para um tempo de confinamento de 1.000 minutos (G1000). O parâmetro que representa o efeito do tempo a longo prazo (NG) foi calculado, e o valor médio, para cada amostra ensaiada, também é apresentado na Tabela 5.2.

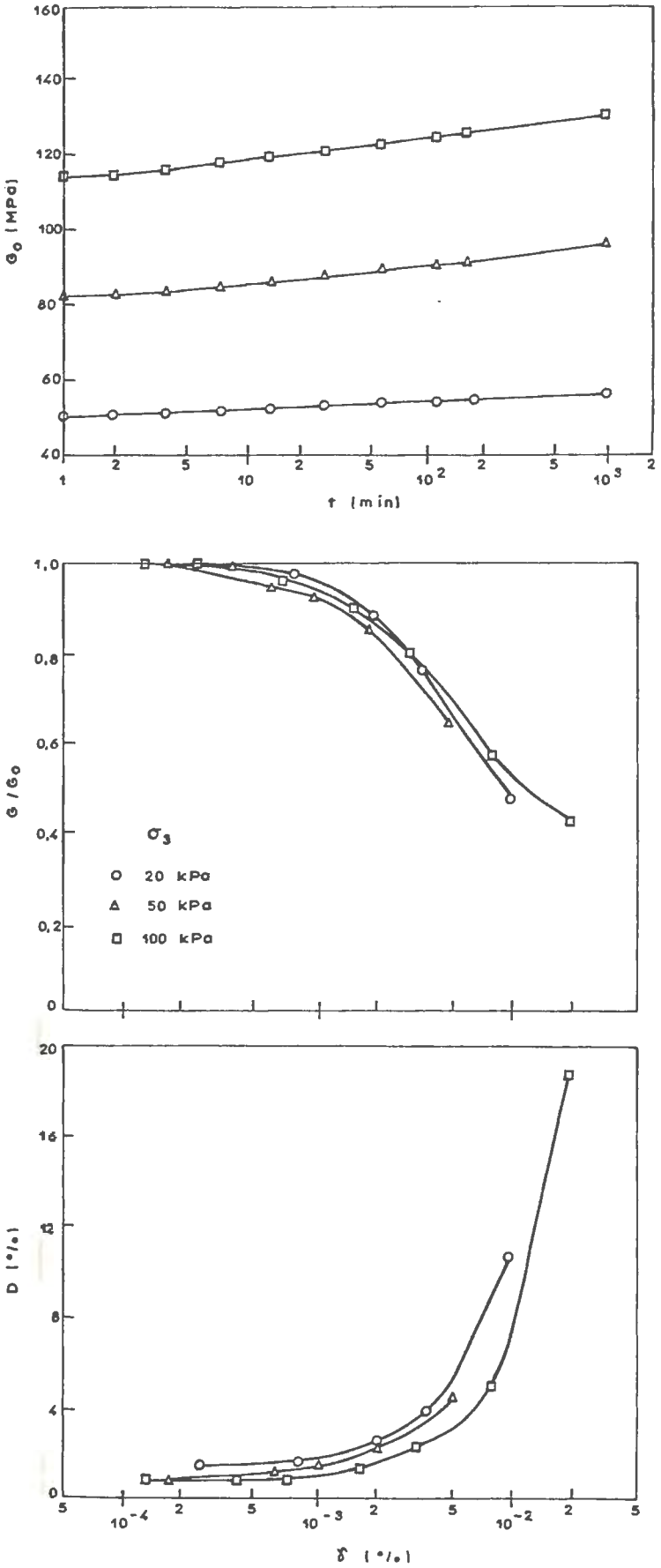


Fig.5.5: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP1/Bauru.

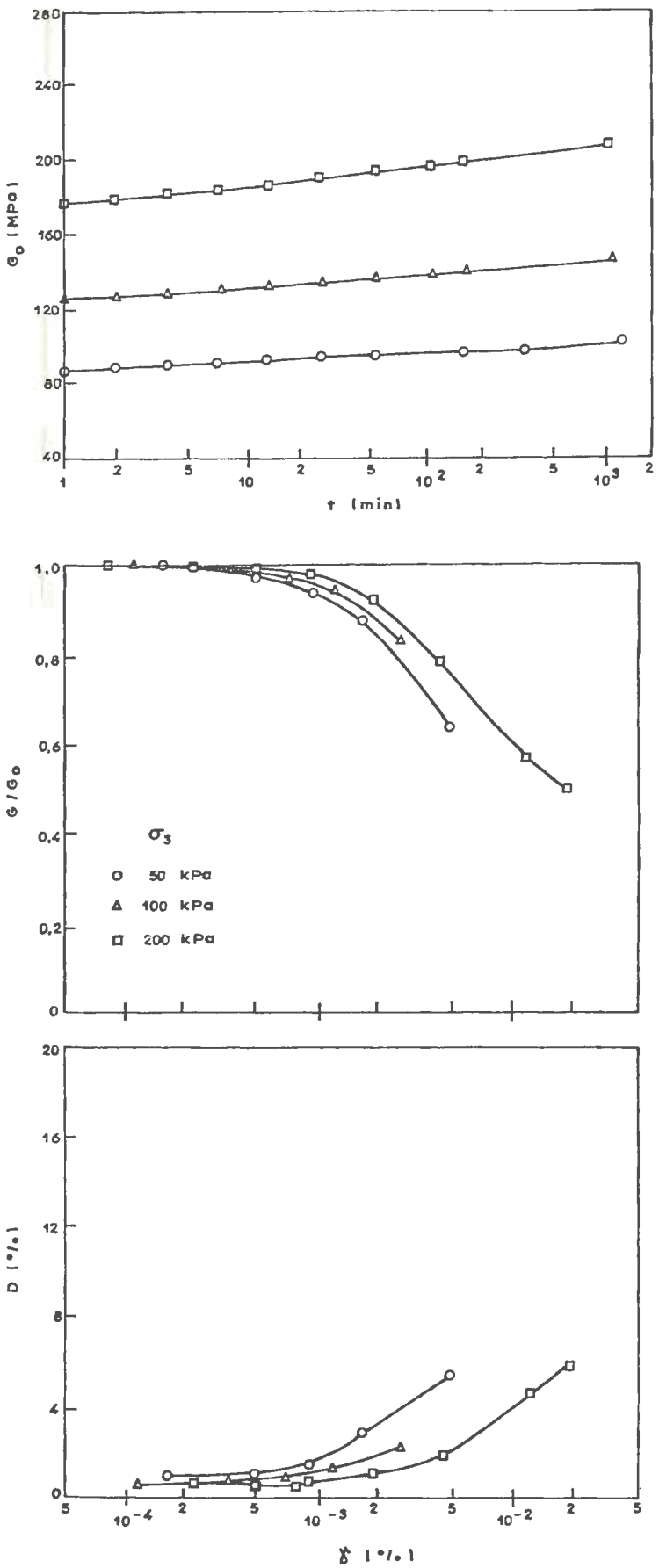


Fig.5.6: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP4/Bauru.

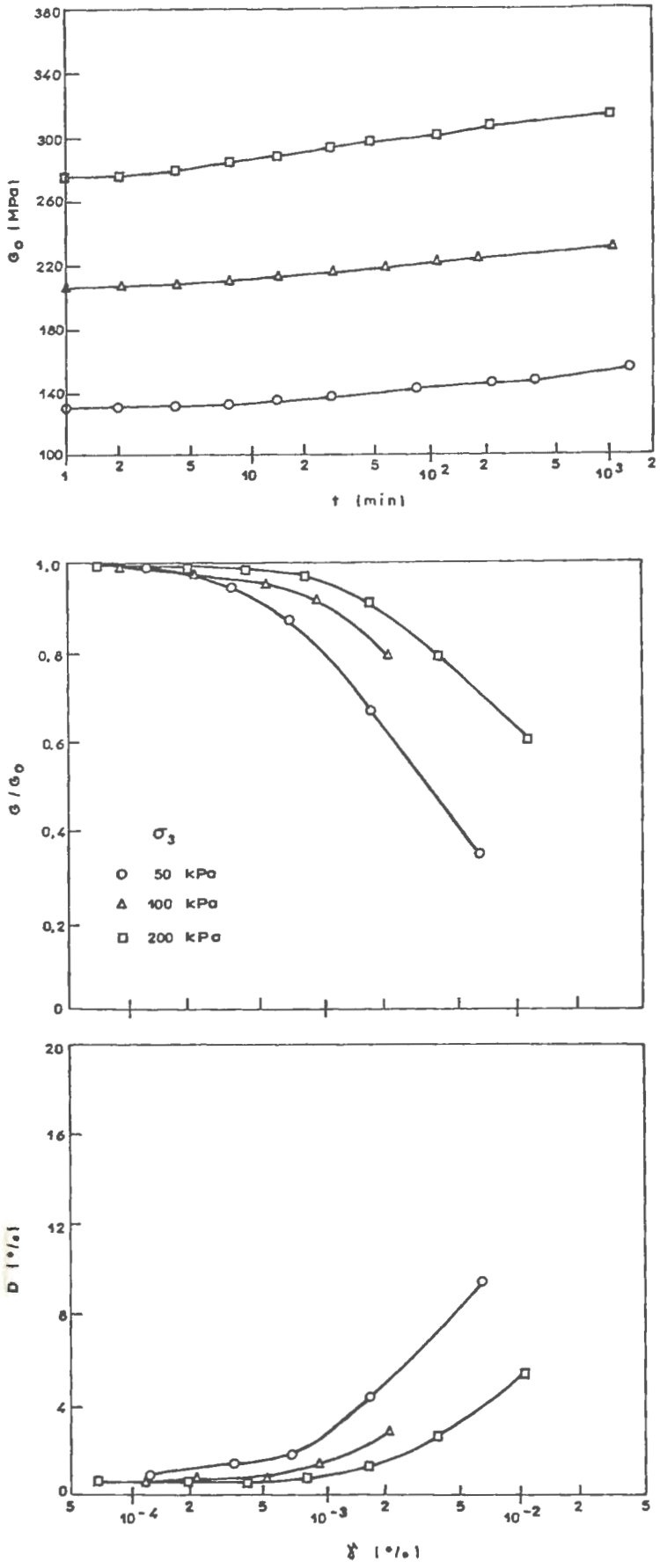


Fig.5.7: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP4D1/Bauru.

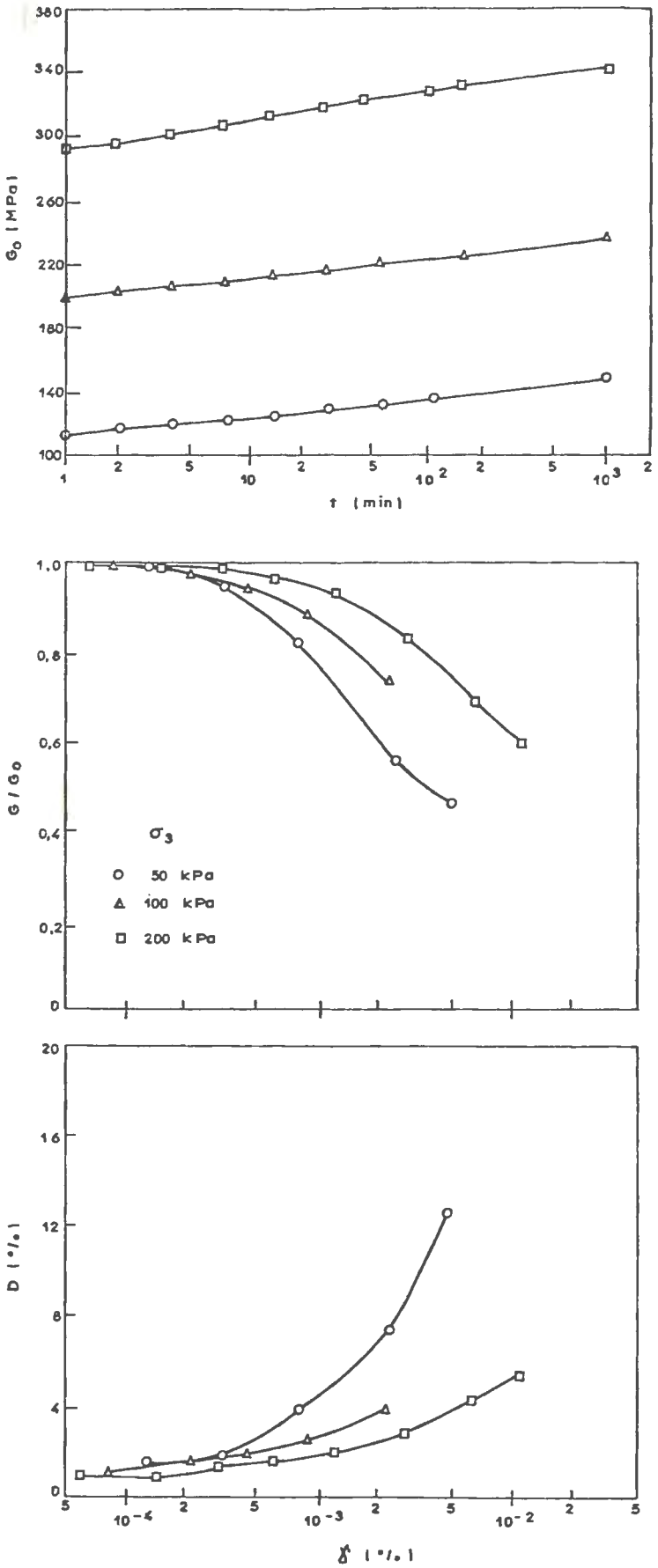


Fig.5.8: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP4D2/Bauru.

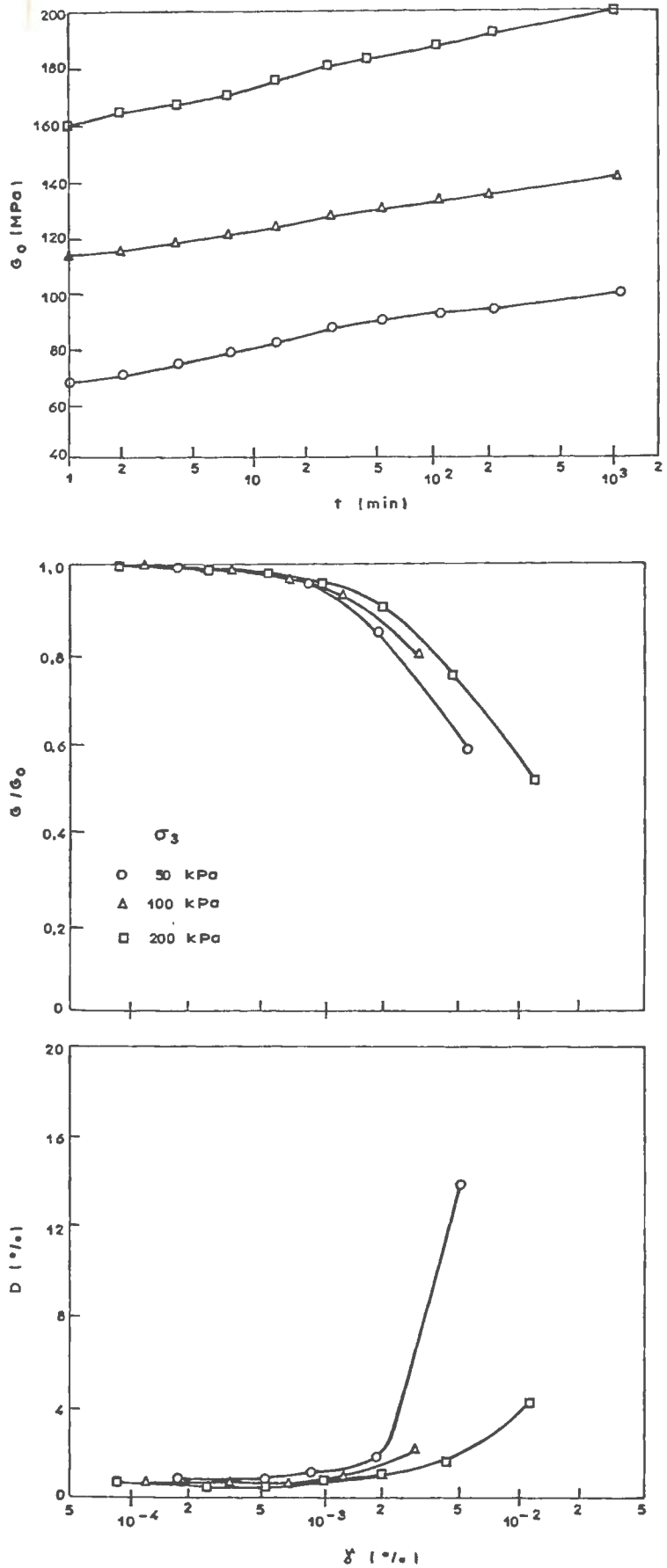


Fig.5.9: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP4P/Bauru.

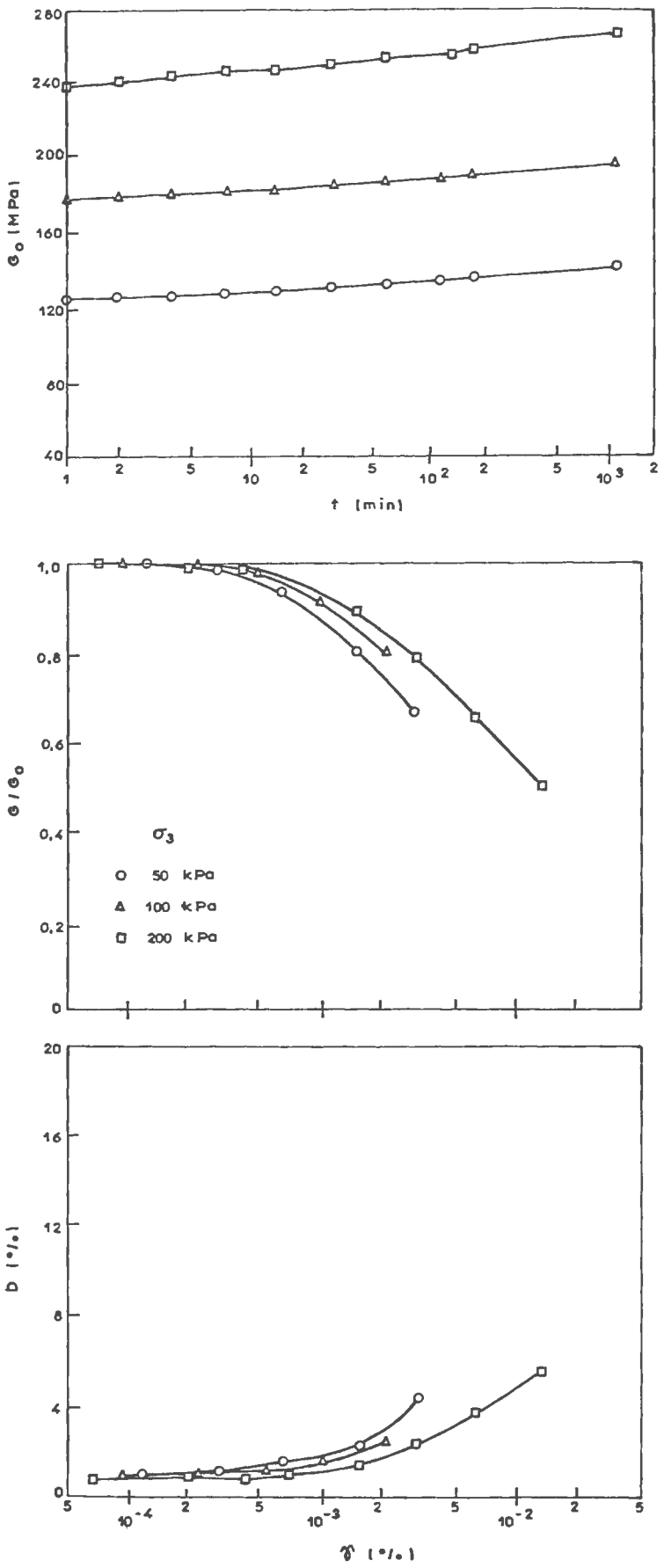
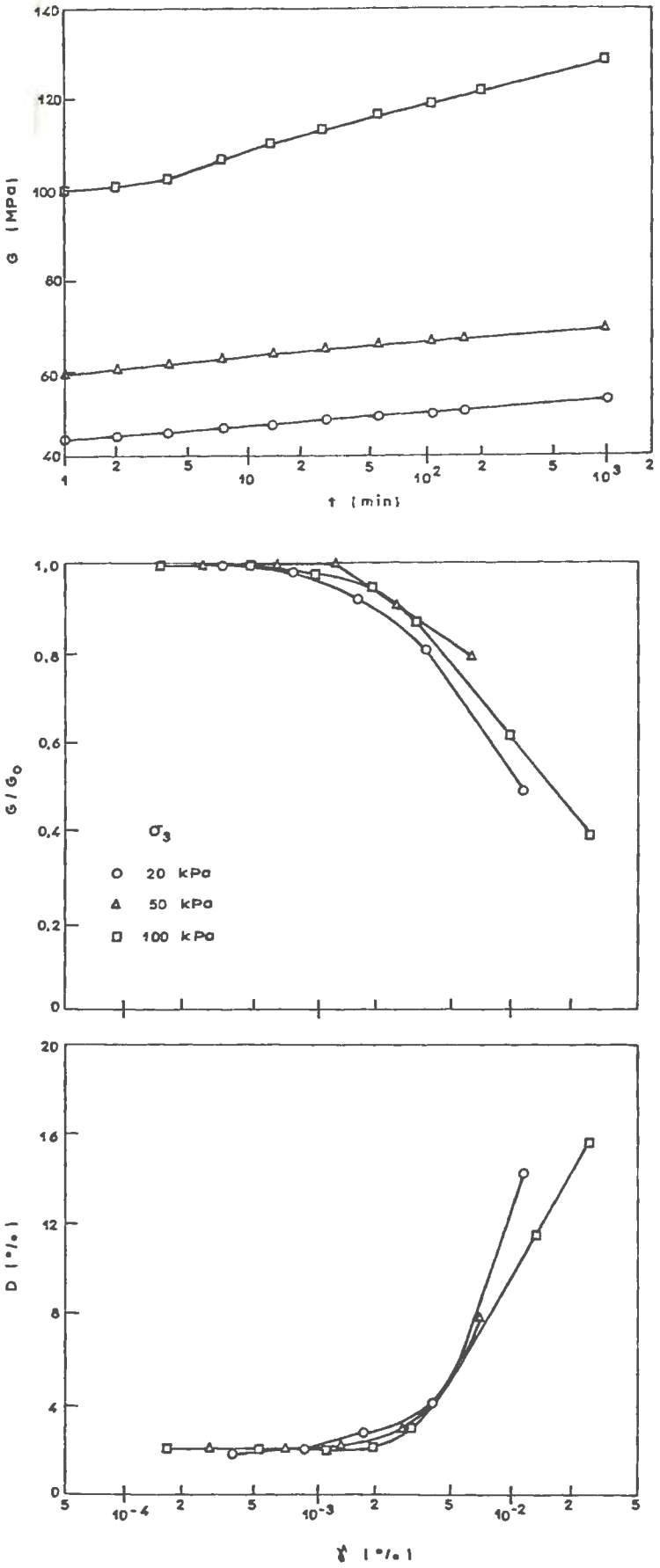


Fig.5.10: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP8/Bauru.



(a)

(b)

(c)

Fig.5.11: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP1/S.Carlos.

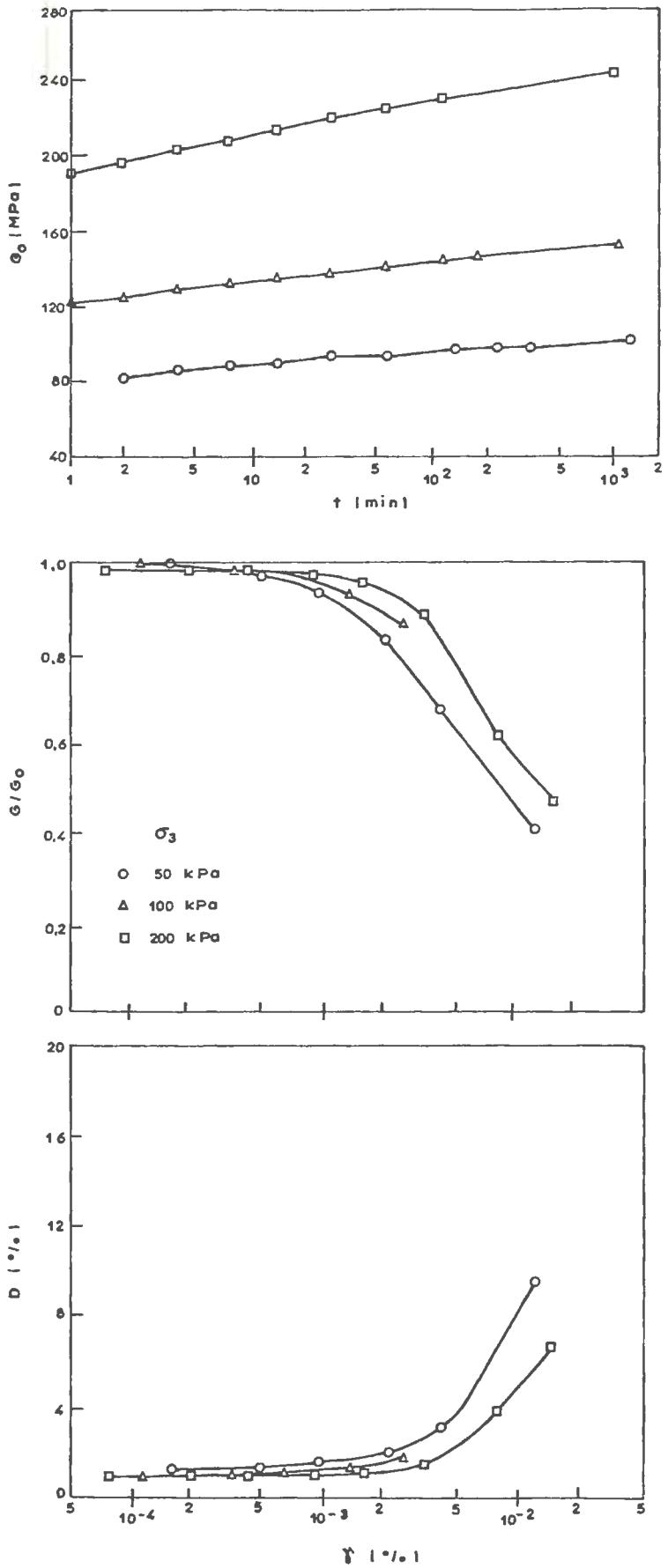


Fig.5.12: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP3/S.Carlos.

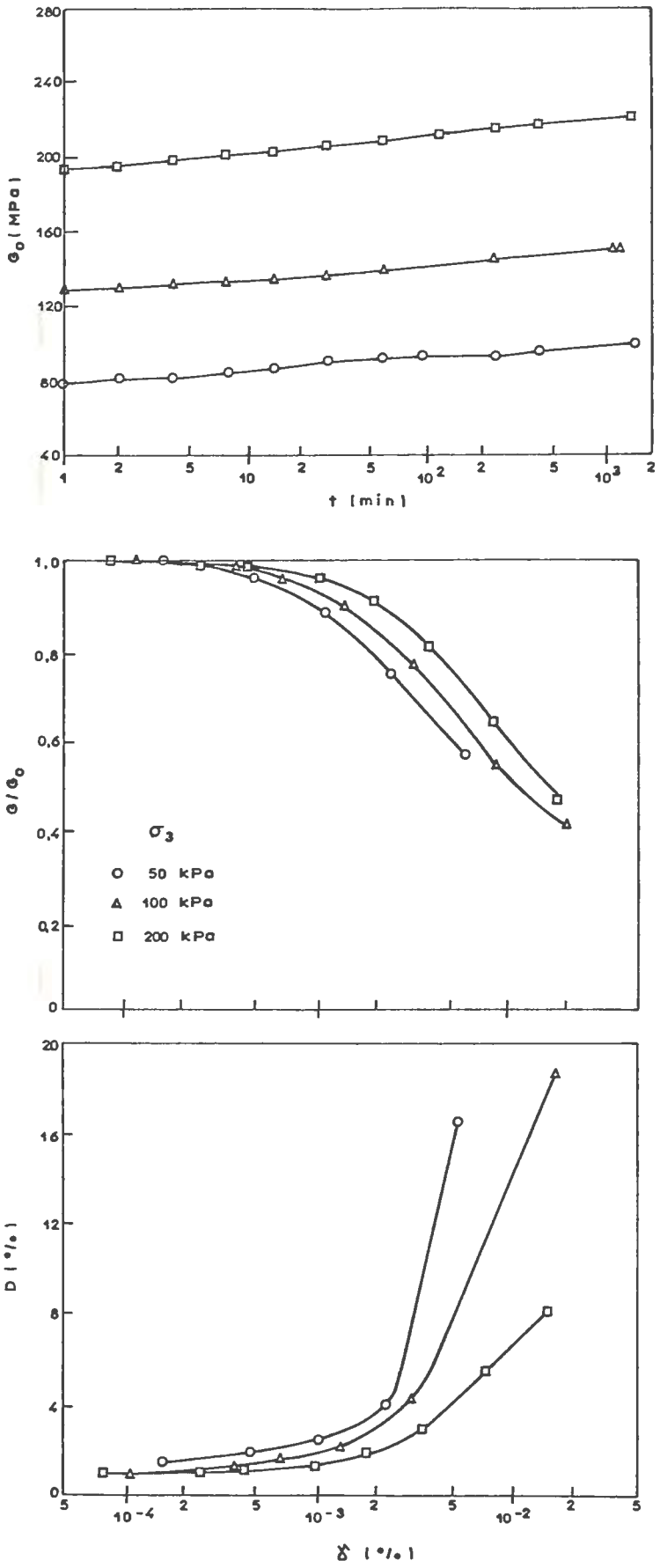
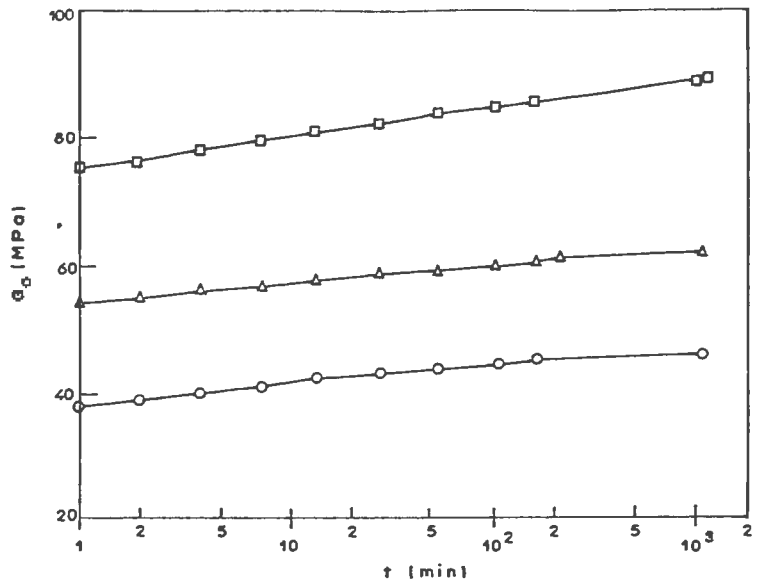
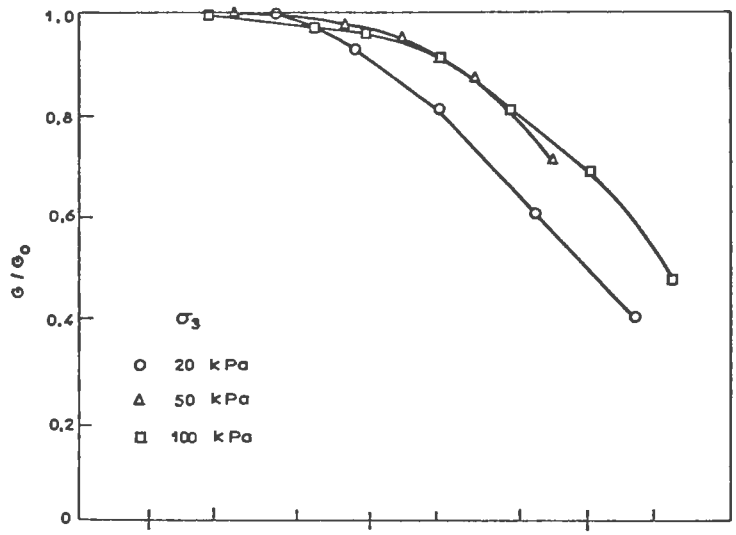


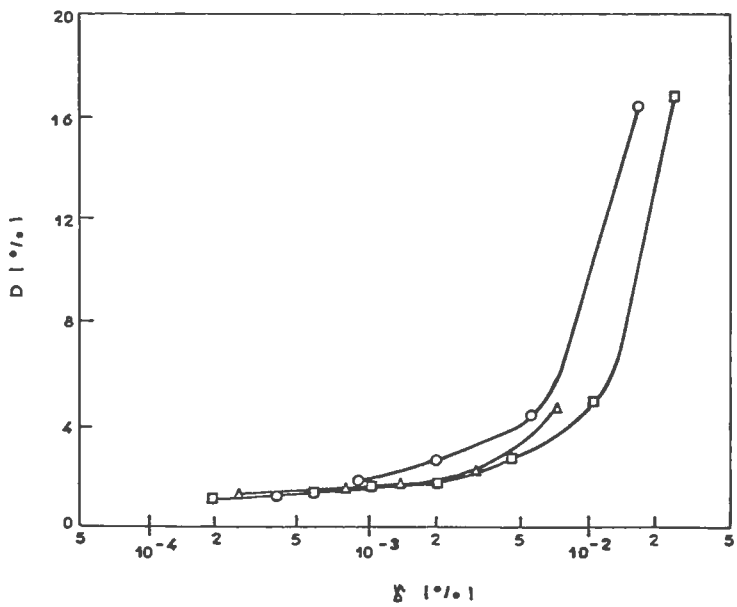
Fig.5.13: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP5/S.Carlos.



[a]



[b]



[c]

Fig.5.14: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP1/Campinas.

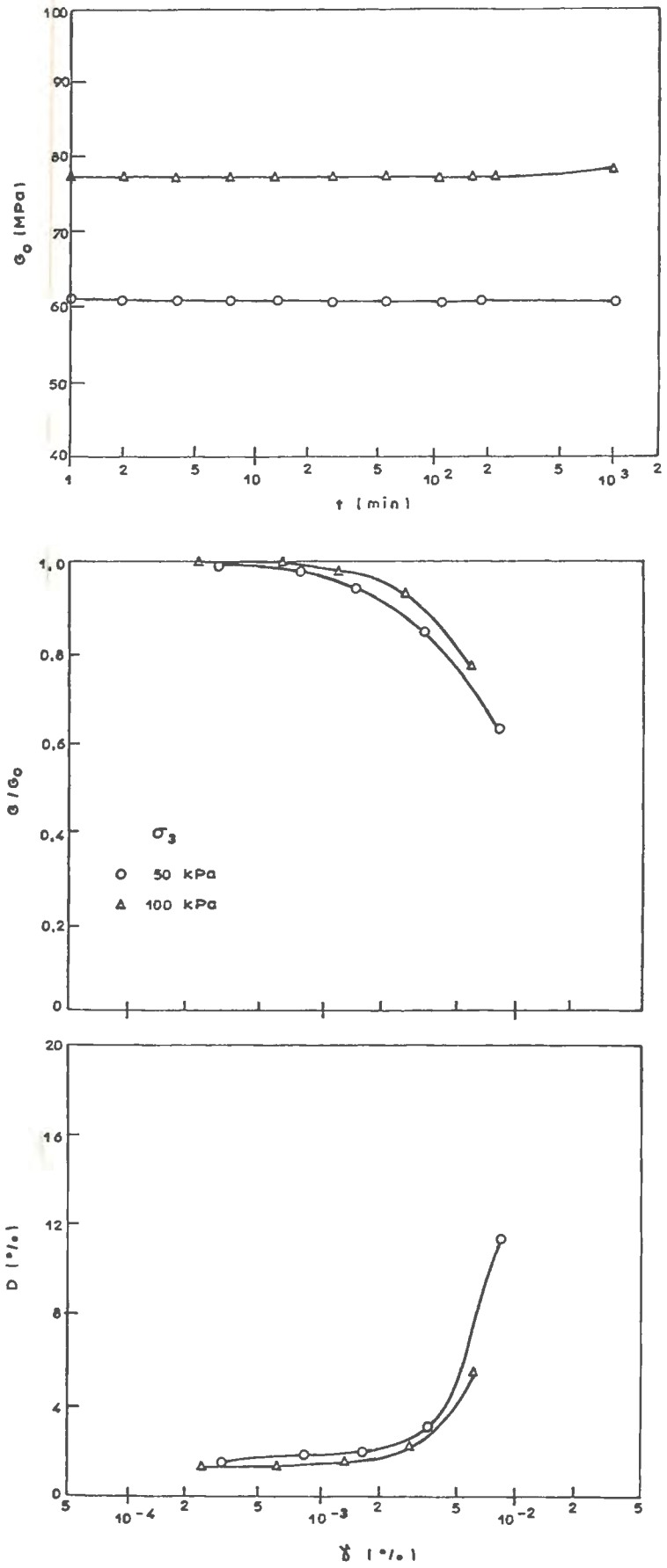


Fig.5.15: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP4/Campinas.

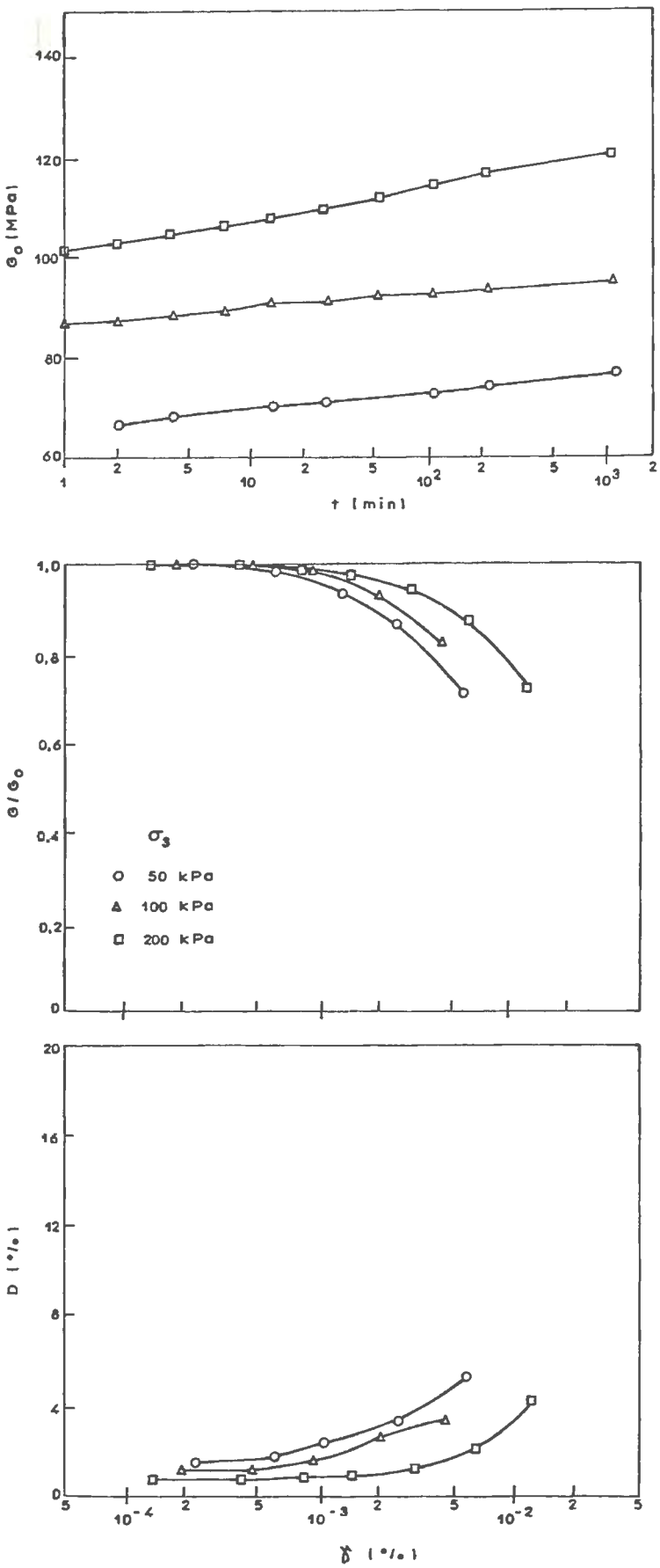


Fig.5.16: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP6/Campinas.

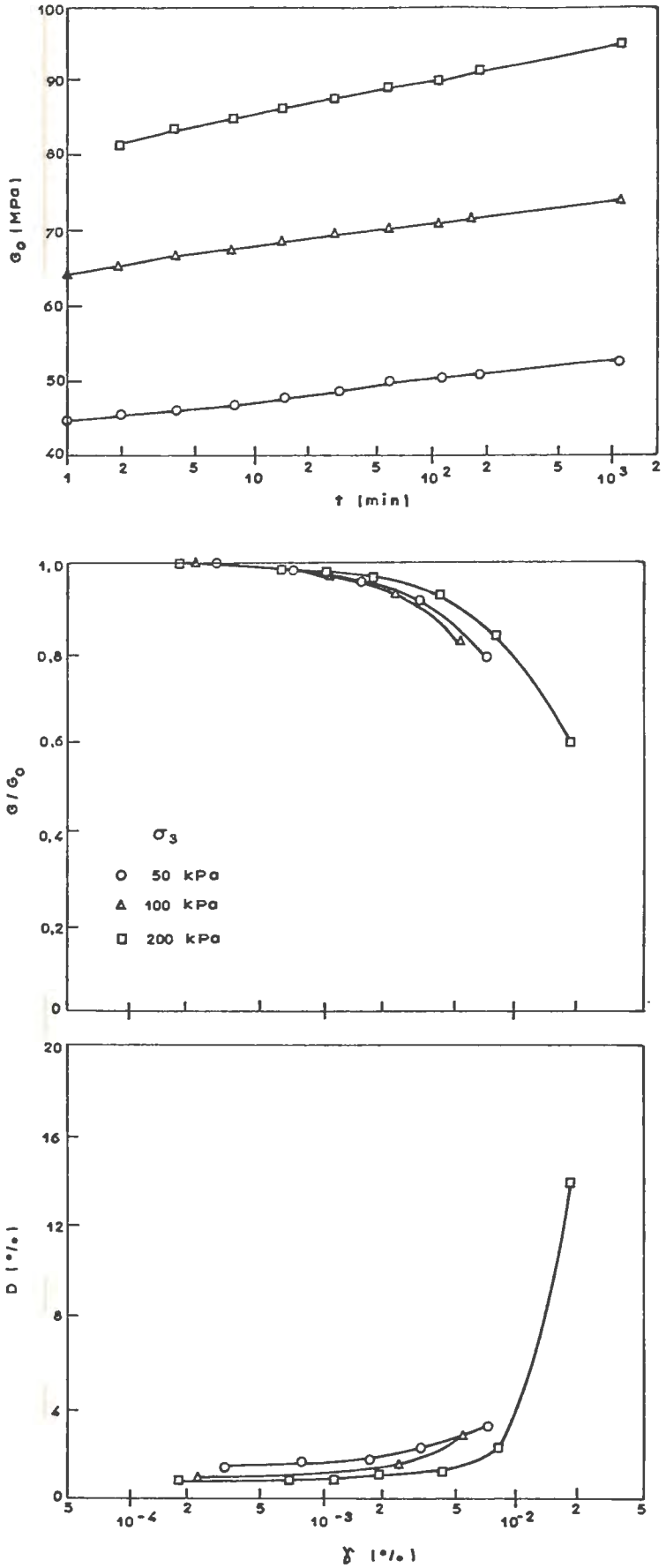


Fig.5.17: Resultados do ensaio de coluna ressonante - CP7/Campinas.

Tab.5.2: Resultados dos ensaios de coluna ressonante.

LOCAL	C.P. no.	PROF. (m)	σ3 (KPa)	e	G1000 (MPa)	NG médio	Condição de Umidade
	1	0,95	20	0,727	57,3	5,0	"in natura" Sr = 31,7 %
			50	0,720	99,5		
			100	0,698	130,4		
	4	4,80	50	0,667	102,4	4,5	"in natura" Sr = 38,5 %
			100	0,650	144,9		
			200	0,616	205,4		
B	8	8,85	50	0,573	143,1	3,7	"in natura" Sr = 36,5 %
A			100	0,555	196,8		
			200	0,530	266,0		
U	4D1	4,80	50	0,629	156,1	4,7	secagem prévia Sr = 8,9 %
R			100	0,612	233,2		
			200	0,579	317,7		
U	4D2	4,80	50	0,638	147,9	5,6	secagem prévia Sr = 22,8 %
			100	0,621	234,2		
			200	0,588	341,6		
	4P	4,80	50	0,672	101,4	7,6	percolação água Sr = 64,1 %
			100	0,656	141,2		
			200	0,624	200,2		
S	1	1,40	20	1,058	54,2	6,1	"in natura" Sr = 36,7 %
Ã			50	1,022	70,4		
O			100	0,941	128,0		
C	3	4,60	50	0,831	104,1	7,0	"in natura" Sr = 56,2 %
A			100	0,773	155,3		
R			200	0,700	246,2		
L	5	8,35	50	0,624	100,8	5,2	"in natura" Sr = 59,4 %
O			100	0,609	149,7		
S			200	0,598	220,2		
C	1	0,95	20	1,622	47,4	5,3	"in natura" Sr = 43,4 %
			50	1,575	62,7		
A			100	1,504	89,7		
M	4	4,50	50	1,657	60,1	4,0	"in natura" Sr = 41,4 %
P			100	1,584	78,6		
I	6	6,80	50	1,358	76,2	4,4	"in natura" Sr = 55,8 %
			100	1,342	96,3		
N			200	1,272	119,7		
A	7	7,85	50	1,354	53,0	4,8	"in natura" Sr = 57,7 %
			100	1,330	74,5		
S			200	1,280	94,7		

6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para facilitar a análise dos resultados, esta será realizada em três etapas: primeiro sobre os valores do módulo cisalhante máximo (Go), depois sobre a variação do módulo cisalhante (G) com a amplitude de deformação (γ) e por último sobre a variação da razão de amortecimento interno (D) também com amplitude de deformação.

6.1 - Módulo cisalhante máximo

O módulo cisalhante máximo (Go) foi determinado "in situ", através do ensaio sísmico "cross-hole" e, em laboratório, pelo ensaio de coluna ressonante.

6.1.1 - Resultado dos ensaios

6.1.1.1 - Coluna ressonante

Os resultados dos ensaios de coluna ressonante realizados são apresentados nas Figuras 5.5 a 5.17. Através deste ensaio foi possível verificar o efeito do confinamento no módulo Go, além de sua variação com o tempo de confinamento, como mostram as Figuras 5.5.a a 5.17.a, para todos os corpos de prova ensaiados. Os valores de Go para um tempo de confinamento de 1.000 minutos (G1000) são apresentados na Tabela 5.2, em conjunto com os valores do parâmetro NG, que procura quantificar o efeito do tempo a longo prazo.

Sobre o efeito do tempo a longo prazo, deve-se destacar que, para todos os corpos de prova ensaiados, inclusive os de solo argiloso não saturado (área experimental de Campinas), observou-se um crescimento do módulo quase que linear com o logarítmo do tempo, praticamente desde o início da drenagem. Este comportamento é característico de areias (Figura 2.15), no entanto os valores de NG foram superiores ao das areias.

O recalque imediato observado nos ensaios de adensamento, para todas as amostras ensaiadas (Figura 6.1), que também é típico do comportamento de areias, justifica a hipótese levantada.

6.1.1.2 - "Cross-hole"

O ensaio sísmico "cross-hole", que impõe ao maciço amplitudes de deformação da ordem de 5×10^{-4} %, permite obter a variação do módulo Go com a profundidade.

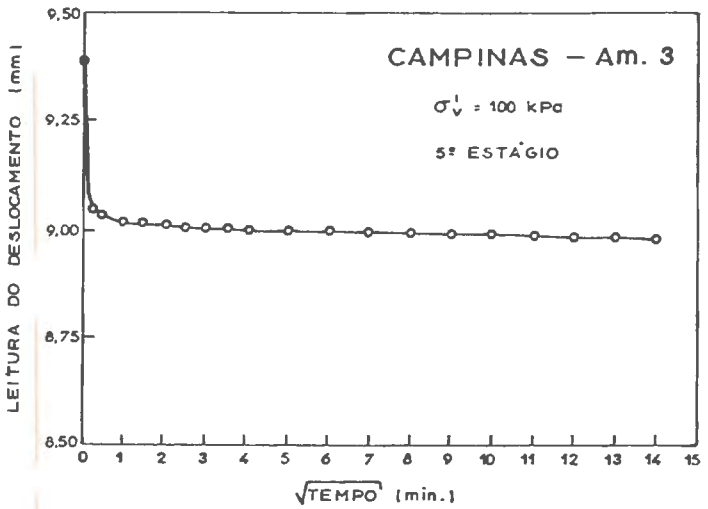


Fig.6.1: Curva tempo-recalque típica de todos ensaiados realizados.

Nas Figuras 5.1, 5.2 e 5.3 são apresentados os resultados dos ensaios "cross-hole" realizados nas áreas de Bauru, São Carlos e Campinas, respectivamente.

Para a área de Bauru, que possue um solo praticamente homogêneo, as velocidades de propagação das ondas P e S foram sempre crescentes com a profundiade (Figura 5.1.a).

Para as áreas de São Carlos e Campinas estas velocidades também foram crescentes, dentro da camada de solo laterítico, com um valor máximo próximo a linha de seixos (na área de São Carlos) e ao veio de material concrecionado (na área de Campinas). A partir daí, já em camadas de solos de comportamento não laterítico, Vs e Vp apresentaram uma redução.

Como neste ensaio determinou-se as velocidade de propagação das ondas cisalhantes (Vs) e de compressão (Vp), foi possível conhecer também a variação dos demais parâmetros elásticos dos solos (módulo de Young - E e coeficiente de Poisson - ν) com a profundidade (Figuras 5.1.b, 5.2.b e 5.3.b).

Chama a atenção o fato do coeficiente de Poisson de todos os pontos investigados nos perfis das três áreas ter apresentado valores próximos a zero. A expectativa, segundo a literatura, era de valores menores para solos arenosos do que argilosos, e variando entre 0,15 a 0,45 (BARKAN, 1962).

Nestes ensaios utilizou-se uma fonte de energia que gera predominantemente ondas cisalhantes, tendo sido difícil a identificação do momento exato da primeira chegada das ondas P. Isto pode ter contribuido para uma maior imprecisão na determinação Vp, e como conseqüência, nos valores calculados para os parâmetros ν e E.

6.1.1.3 - Comparação entre os resultados do "cross-hole" e do coluna ressonante

O módulo cisalhante máximo (Go) é único parâmetro que normalmente pode ser determinado a partir dos resultados dos ensaios "cross-hole" e de coluna ressonante; portanto passível de análise e de comparação.

Entretanto, como geralmente não se tem os valores de Go determinados pelas diferentes técnicas, para as mesmas condições de confinamento, é necessário estimar o valor de Go de laboratório para a tensão confinante próxima a de campo.

Assim, os valores de Go, para um tempo de confinamento de 1.000 minutos (G1000), obtidos a partir dos gráficos de Go versus tempo (Figuras 5.5.a a 5.17.a), foram plotados contra a tensão confinante ($\sigma o'$) de ensaio. Na Figura 6.2 pode-se observar este procedimento e os valores estimados para este parâmetro, para as diferentes profundidades de cada área.

Os valores de G1000 obtidos nestes gráficos foram comparados com aqueles determinados, à mesma profundidade, pela técnica do "cross-hole", a partir dos gráficos das Figuras 5.1.b, 5.2.b e 5.3.b.

A Figura 6.3 ilustra as diferenças observadas entre os valores de Go determinados "in situ" e em laboratório, para 1.000 minutos de confinamento. Quando o efeito do tempo a longo prazo foi considerado, utilizando-se do parâmetro NG e admitindo-se uma idade geológica de 2.000 anos, como sugerido por ANDERSON & WOODS (1975), observou-se uma melhor concordância entre os valores de Go medidos pelas diferentes técnicas.

Nestas duas técnicas de ensaio, o módulo cisalhante máximo (Go) é calculado a partir da velocidade de propagação da onda cisalhante (Vs) (expressão 4.3). Portanto, é conveniente comparar os resultados de ensaios "cross-hole" e coluna ressonante, em termos de Vs, como realizado por STOKOE & RICHART (1973) e ANDERSON & WOODS (1975). Este procedimento também foi adotado e fornecerá subsídios para as próximas discussões.

Novamente, para viabilizar a comparação entre os valores de Vs determinados pelas duas diferentes técnicas, foi necessário tratar os resultados dos ensaios de coluna ressonante, de maneira análoga aquela já apresentada para o módulo Go.

Assim, os valores de Vs obtidos em laboratório foram plotados contra o tempo de confinamento, o que permitiu obter a velocidade de propagação da onda S para 1.000 minutos de confinamento (Vs1000). Também foram plotados os valores de Vs1000 contra a tensão confinante de ensaio ($\sigma o'$), o que permitiu estimar o valor deste parâmetro para a tensão confinante próxima a de campo. Estes resultados são apresentados na Tabela 6.1.

Os valores de Vs1000 determinados no ensaio de coluna ressonante foram comparados com aqueles obtidos no ensaio sísmico "cross-hole", na mesma profundidade das amostras indeformadas, a partir das Figuras 5.1.a, 5.2.a e 5.3.a.

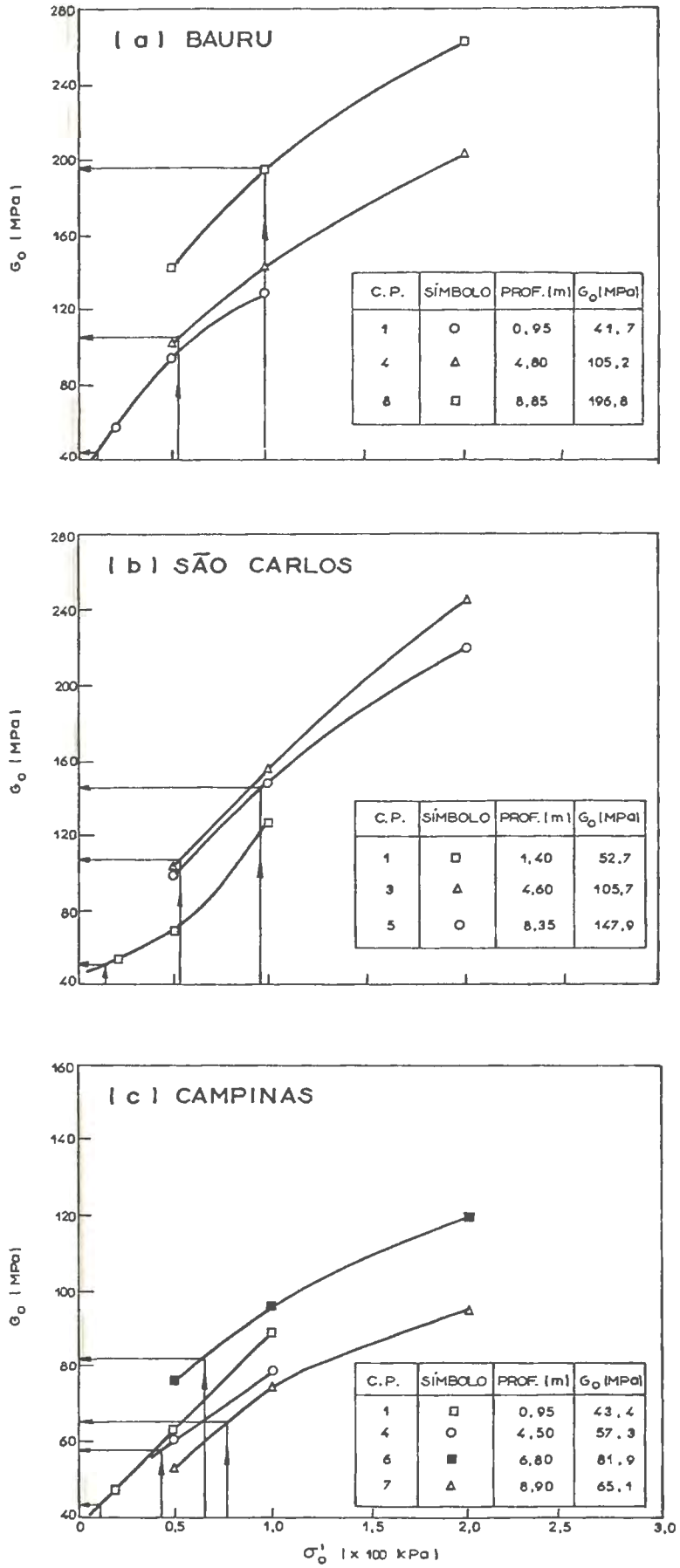


Fig.6.2: Variação de Go com σo' para os corpos de prova naturais das três áreas investigadas.

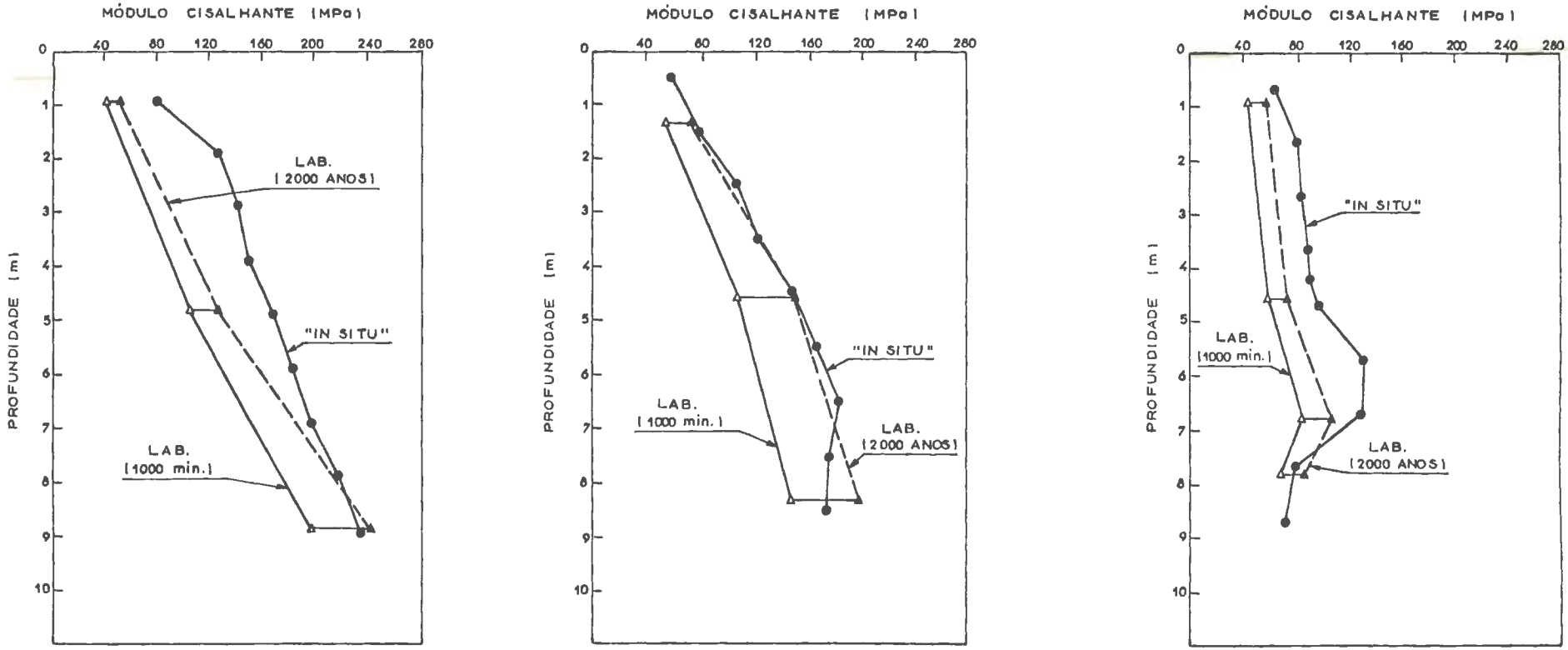


Fig.6.3: Comparação entre os valores de Go determinados pelas duas diferentes técnicas.

Tab.6.1: Valores de Vs1000 estimados para a tensão confinante de campo.

Área	Amostra No.	C.P. No.	Prof. (m)	σo' campo (kPa)	Vs1000 (Lab) (m/s)
BAURU	1	1	0,95	10	160
	4	4	4,80	53	242
	8	8	8,85	100	322
S. CARLOS	1	1	1,40	15	185
	3	3	4,60	52	242
	5	5	8,35	98	275
CAMPINAS	1	1	0,95	12	174
	4	4	4,50	43	198
	6	6	6,80	65	226
	7	7	8,90	76	198

Na Figura 6.4 foram plotados os valores de Vs medidos "in-situ" contra aqueles medidos em laboratório, para um tempo de confinamento de 1.000 minutos (pontos claros). Observa-se, nesta figura, que os valores de Vs "in situ" são cerca de 10 a 40 % superiores àqueles determinados em laboratório.

No entanto, se for considerado o efeito do tempo a longo prazo, para uma idade geológica de 2.000 anos, obtem-se uma melhor aproximação entre os valores determinados pelas diferentes técnicas (pontos escuros). Neste caso as diferenças observadas caem dentro da faixa de mais ou menos 10 %, conforme observado por ANDERSON & WOODS (1975) (Figura 2.31), exceção para as amostras 1 de Bauru e 4 de Campinas que apresentaram diferenças entre Vs "in situ" e Vs de Laboratório na faixa de 20 %.

A maior diferença observada nestes dois casos deve estar associada ao fato destas amostras serem as mais suceptíveis a perturbações na amostragem, transporte e talhagem dos corpos de prova, devido sua textura e estrutura: a amostra de areia fina de Bauru apresentava compacidade muito fofa enquanto a argila porosa de Campinas era constituída por grande quantidade de material concrecionado.

Desta forma, se considerado o efeito do tempo a longo prazo, para uma idade geológica de 2.000 anos, os resultados obtidos pelas diferentes técnicas apresentaram uma boa concordância. Entretanto,

não se deve esquecer que em todos os pontos ensaiados o solo encontrava-se na condição não saturada, o que, segundo WU & WOODS (1987), afeta a comparação entre os valores de campo e laboratório, devido ao efeito da tensão de sucção no módulo Go.

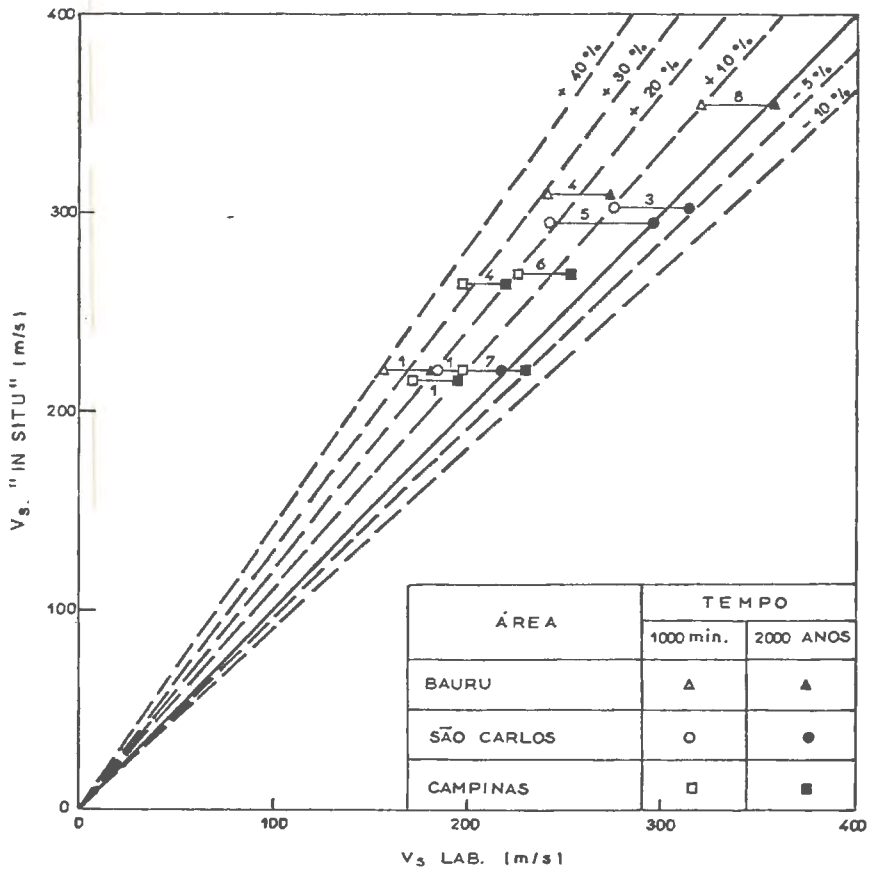


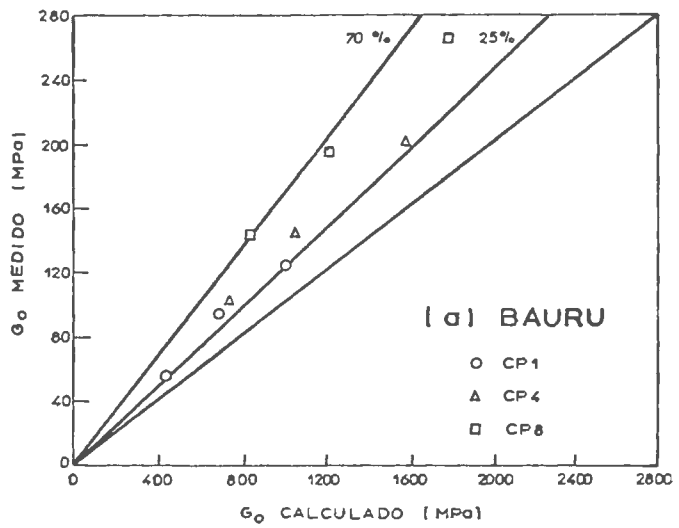
Fig.6.4: Comparação entre Vs "in situ" e Vs de laboratório para as três áreas investigadas.

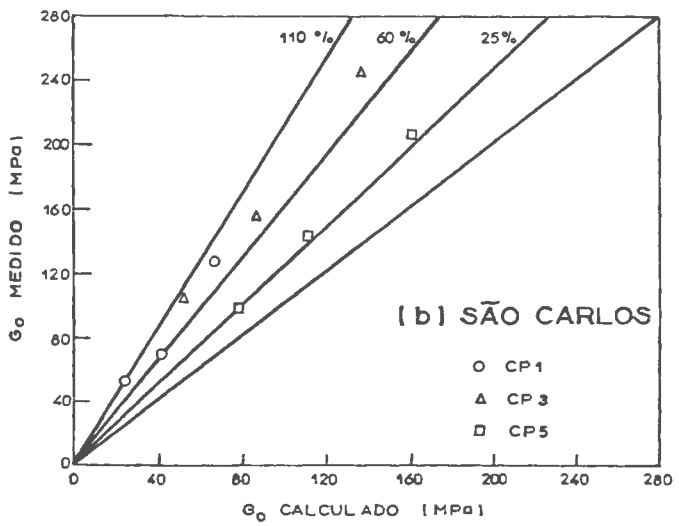
6.1.2 - Estimativa de Go a partir de ensaios de laboratório

6.1.2.1 - Expressão empírica proposta por HARDIN (1978)

Dentre as inúmeras expressões empíricas que possibilitam a estimativa de Go, aquela proposta por HARDIN (1978) tem sido largamente empregada, tanto para solos arenosos como argilosos.

Na Figura 6.5 apresentam-se os valores de Go medidos em laboratório, para um tempo de confinamento de 1.000 minutos, para os solos naturais das três áreas investigadas, e aqueles calculados segundo a proposta de HARDIN (1978) (expressão 2.31).





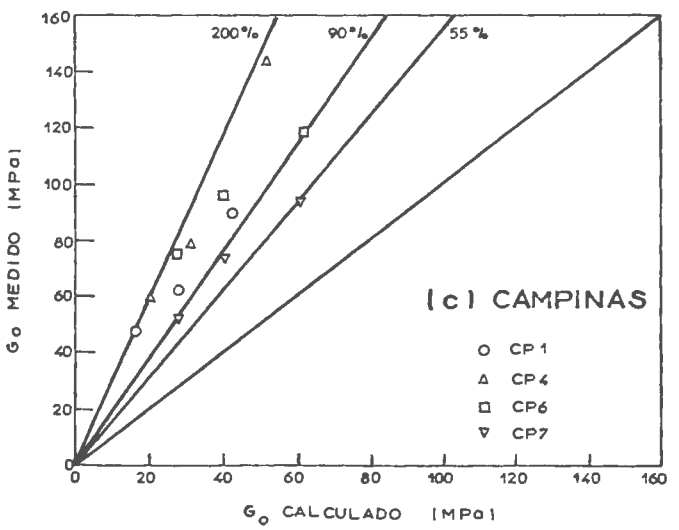


Fig.6.5: Comparação entre Go medido e Go calculado segundo a proposta de HARDIN (1978).

O solo da área de Campinas foi o que apresentou maior discrepância entre os valores de Go medidos e calculados (Figura 6.5.c). Os valores medidos foram entre 55 a 200 % superiores aos calculados, sendo o corpo de prova no. 7, que pertence ao horizonte de solo residual de comportamento não laterítico, aquele que apresentou valores medidos mais próximos aos estimados (entre 55 a 90 %). Resultados semelhantes foram obtidos por SAMARA & MARTINS (1986) e BARROS (1990) em solos argilosos tropicais (Figura 2.43).

Para o solo da área de São Carlos foram verificadas diferenças na faixa de 25 a 110 % entre os valores de Go medidos e calculados (Figura 6.5.b). As menores diferenças ocorreram para o corpo de prova no. 5, que também foi extraído de amostra localizada na camada de solo residual de comportamento não laterítico.

Já, para o solo da área de Bauru, esta diferença variou entre 25 e 70 % (Figura 6.5.a), sendo o corpo de prova no. 8 aquele que apresentou maior discrepância entre os valores medidos e calculados.

Quando se compara as diferenças entre Go medido e calculado para os solos das três áreas investigadas, observa-se que, quanto mais argiloso o solo, maior a discrepância entre os resultados. Outro aspecto importante é que, para uma mesma área, os corpos de prova que pertencem as camadas de solos de comportamento laterítico foram aqueles onde a diferença foi maior.

O reduzido número de resultados não permitiu uma análise mais detalhada sobre os fatores que provocam um acréscimo no módulo Go. Tem-se indícios de que o comportamento observado é resultante de duas caraterísticas peculiares de solos tropicais, especialmente os lateríticos. A primeira relaciona-se com a ocorrência, nestes solos, de agregados estáveis, cimentados; a segunda relaciona-se com sua condição freqüente "in situ" de não saturação. Pesquisas anteriores, apesar de não tratarem especificamente do comportamento dinâmico de solos tropicais, servem de suporte a estas hipóteses (WU, 1983; FONTOURA et alii, 1985 e ACAR & EL-TAHIR, 1986).

A primeira delas aqui apresentada é a que tratou do efeito das tensões de sucção no módulo Go (WU, 1983). Conforme ilustrado na Figura 2.16, um acréscimo significativo em Go foi observado para graus de saturação entre 5 e 25 %.

Procurou-se avaliar o efeito das tensões de sucção variando-se o grau de saturação da amostra no. 4 da área experimental de Bauru. Ensaiou-se quatro corpos de prova, da mesma amostra, em diferentes teores de umidade: um na umidade natural de campo (CP 4), outro após percolação de água (CP 4P), e mais dois sujeitos a diferentes níveis de secagem prévia (CPs 4D1 e 4D2).

O resultado obtido é apresentado na Figura 6.6, onde tem-se a relação entre Go medido para a condição de umidade de ensaio sobre Go estimado pela proposta de HARDIN (1978) versus o grau de saturação do corpo de prova.

Observa-se, nesta figura, que os corpos de prova ensaiados com grau de saturação iguais a 38,5 e 64,0 % apresentaram comportamento muito semelhante, devido ao pequeno efeito das tensões

de sucção. No entanto, os corpos de prova ensaiados com graus de saturação iguais a 22,8 e 8,9 % apresentaram elevados valores de Go, devido ao efeito das tensões de sucção.

Deve-se detacar que nestes ensaios não foram medidas as tensões de sucção, sendo estas induzidas sem um controle mais rigoroso. Não obstante a este fato, os resultados confirmam as conclusões de WU (1983) (Figura 2.16) e reforça a importância do efeito deste fator para previsão do comportamento dinâmico de solos parcialmente saturados.

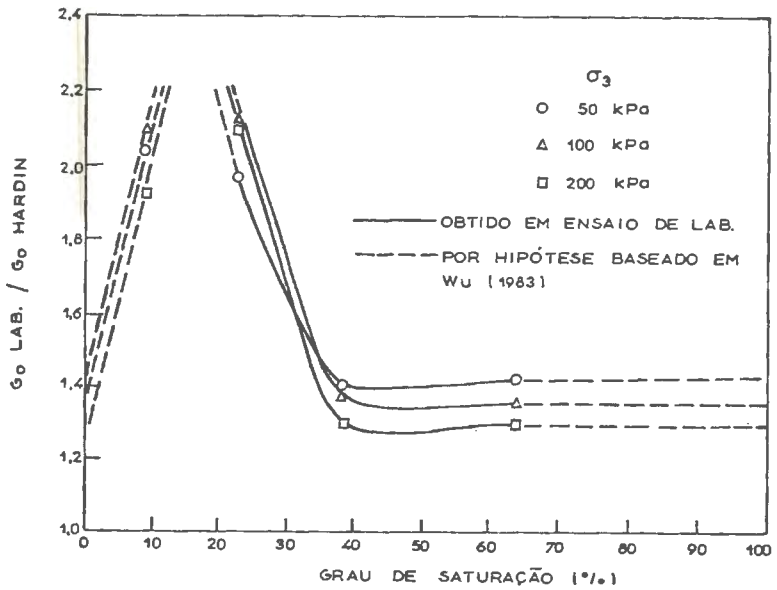
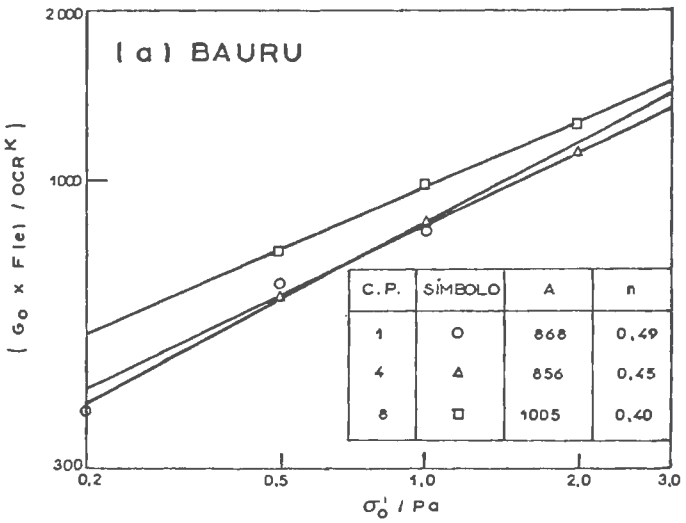
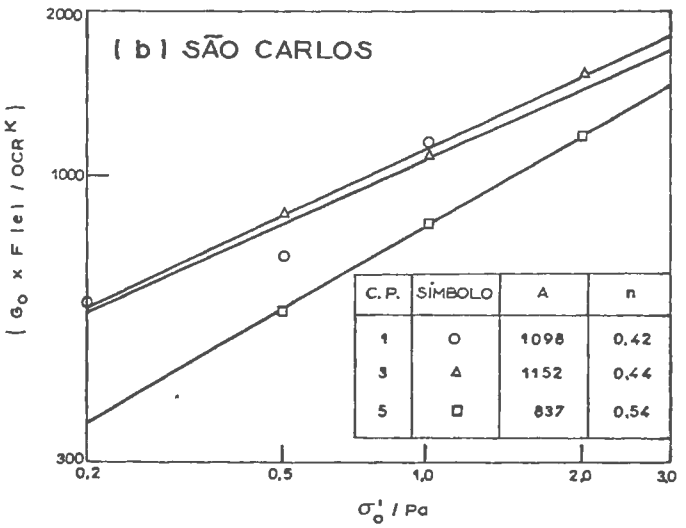


Fig.6.6: Variação de Go lab / Go Hardin versus grau de saturação para a amostra no. 4 da área de Bauru.

A outra hipótese levantada para justificar as maiores diferenças observadas entre os valores de Go medido e calculado para os solos lateríticos esta associada a formação de agregados estáveis, cimentados durante o processo de formação deste tipo de solo (FONTOURA et alii, 1985). Pesquisas realizadas em solos cimentados artificialmente (CHIANG & CHAE, 1972; AU & CHAE, 1980; ACAR & EL-TAHIR, 1986; CHANG & WOODS, 1987) indicam uma elevada rigidez para baixos níveis de deformação cisalhante, que aumenta proporcionalmente ao grau de cimentação (Figura 2.17). Esta rigidez, se comparada àquela observada para solos lateríticos pesquisados, se encontra na faixa de valores estabelecidos por ACAR & EL-TAHIR (1986) para areias cimentadas artificialmente. O exposto é um indicativo do efeito da laterização no comportamento dinâmico de solos tropicais assim formados.

Para tornar possível uma melhor estimativa de Go para estes solos, através de expressão semelhante a de HARDIN (1978), deve-se indicar novos valores para o coeficiente de rigidez (A) e para o coeficiente n da expressão geral 2.30, que para a expressão de Hardin valem 625 e 0,5, respectivamente (expressão 2.31). Este procedimento, ilustrado na Figura 6.7, conduziu a novos valores para cada um dos corpos de prova ensaiados.





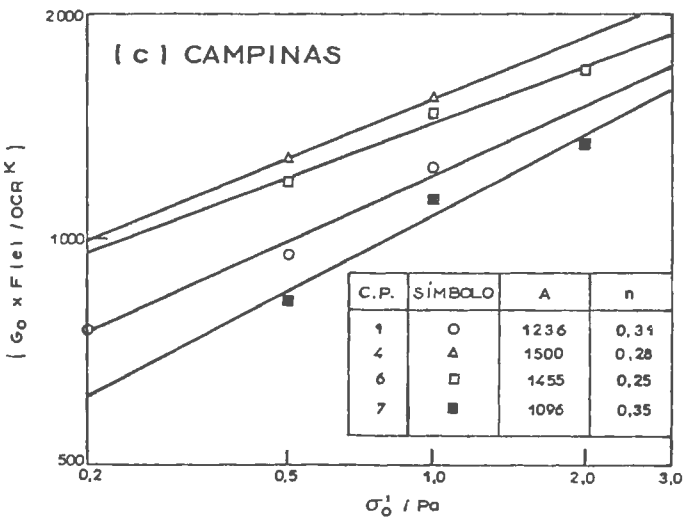


Fig.6.7: Determinação de novos coeficientes para a expressão 2.31.

Com base no exposto é possível indicar valores médios para os coeficientes A e n, válidos para os diferentes materiais de cada uma das regiões investigadas (Tabela 6.2).

Tab.6.2: Novos coeficientes para a expressão de HARDIN (1978).

Áreas	Lateríticas		Não Lateríticas	
	A	n	A	n
BAURU	910	0,45	---	----
SÃO CARLOS	1125	0,43	837	0,54
CAMPINAS	1397	0,28	1096	0,35

Para o solo da área de Bauru, que apresenta um perfil praticamente homogêneo, os valores sugeridos para A e n são médias dos três ensaios de coluna ressonante realizados em corpos de prova naturais extraidos das amostras indeformadas (Figura 6.7.a).

Para o sedimento cenozóico de São Carlos, os valores indicados são médias dos ensaios realizados nos corpos de prova no. 1 e 3. Para o solo residual desta área, estes valores seriam os determinados para o corpo de prova no. 5 (Figura 6.7.b).

Da mesma forma, para a área de Campinas, também foi necessário indicar coeficientes diferentes para cada uma das camadas do subsolo. Para a camada de solo laterítico, os valores destes parâmetros são médias dos resultados dos ensaios realizados nos corpos de prova no. 1, 4 e 6, enquanto, para o solo residual desta área, os valores indicados são os determinados para o corpo de prova no. 7 (Figura 6.7.c).

Entretanto deve-se utilizar com critério tais coeficientes, uma vez que estão embutidos nestes vários efeitos, inclusive alguns que são variáveis, como a tensão de sucção presente naqueles corpos de prova, que depende do teor de umidade do solo.

6.1.2.2 - A partir de resultados de ensaios triaxiais

Uma outra maneira de estimar Go, conforme sugestão de pesquisadores que trabalham com solos tratados com aditivos (item 2.3.2.1), seria correlaciona-lo com a tensão desviatória correspondente a uma deformação axial de 1 % (σd), obtida na curva tensão-deformação de um ensaio triaxial estático sob uma certa tensão confinante (Figura 2.32).

Apesar da pequena quantidade de dados disponíveis procurou-se verificar qual a relação existente entre G1000, medido no ensaio de coluna ressonante, e d determinado no ensaio triaxial, ambos sob mesma tensão confinante. Esta relação, para $\sigma 3$ = 50 KPa, é

apresentada na Figura 6.8.

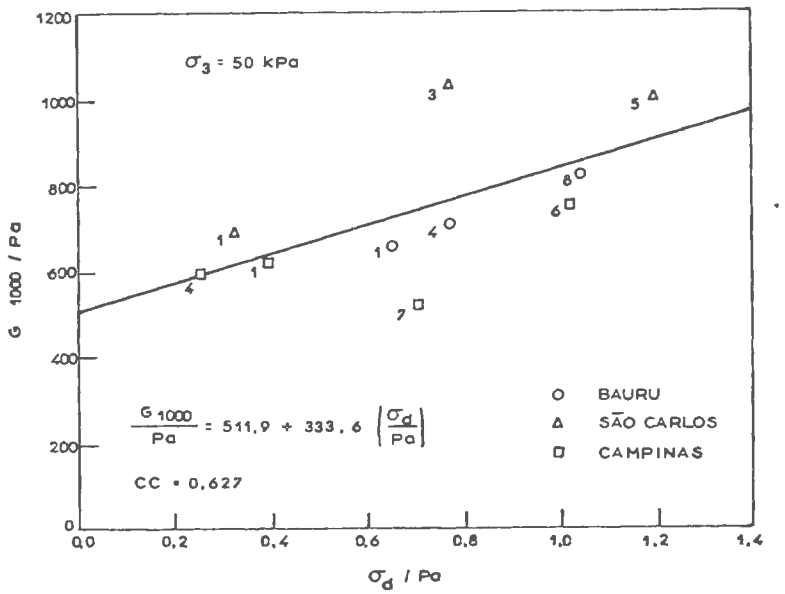


Fig.6.8: Relação entre G1000 e σd para todos os corpos de prova ensaiados.

Através de regressão linear, considerando-se todos os ensaios executados nos corpos de prova naturais das três áreas investigadas, obteve-se a seguinte expressão:

$$\frac{G1000}{Pa} = 511,9 + 333,6 \cdot \left(\frac{\sigma d}{Pa}\right) \qquad (6.1)$$

onde Pa é a pressão atmosférica, que deve ser expressa na mesma unidade de G1000 e σd. A dispersão observada foi grande (coeficiente de correlação igual a 0,627 e desvio padrão igual a 138,8), no entanto, foram considerados resultados obtidos em solos de diferentes formações.

É provável que, com um maior número de dados, obtenha-se uma melhor correlação, se os solos de mesma formação forem tratados separadamente. Entretanto, deve-se lembrar que, conforme AU & CHAE (1980), para solos que tem baixa resistência, esta relação apresenta maior dispersão (Figura 2.33).

6.1.3 - Estimativa de Go a partir de Nspt

6.1.3.1 - Expressão empírica proposta por OHTA & GOTO (1978)

A velocidade de propagação da onda cisalhante (Vs), e conseqüentemente o módulo cisalhante (Go), podem ser estimados através de expressões empíricas baseadas na resistência a penetração da sondagem de simples reconhecimento (Nspt). Dentre as diversas expressões existentes uma que merece destaque é a proposta por OHTA

& GOTO (1978), já apresentada no item 2.3.2.1 (expressão 2.38).

Aplicou-se esta fórmula para estimativa da velocidade de propagação da onda S nos solos das três áreas investigadas, considerando-os como materiais aluvionares mais consolidados (F1 = 1,3) e areia fina para os solos de Bauru e São Carlos (F2 = 1,09) e argila para o solo de Campinas (F2 = 1,00).

A comparação entre os valores de Vs medidos no ensaio sísmico "cross-hole" e aqueles calculados é apresentada no gráfico da Figura 6.9. Analisando-se este gráfico pode-se observar que:

- De uma maneira geral a expressão utilizada novamente subestima os valores de Go dos solos estudados;

- Para o solo da área experimental de Bauru, os valores de Vs medidos "in-situ" encontram-se numa faixa entre 65 e 105 % superiores aos calculados, com um valor médio de 80 %;

- Para o sedimento cenozóico da área experimental de São Carlos, a diferença entre os valores de Vs medido e calculado é, em média, igual a 75 %, valor próximo a média observada para o solo da área de Bauru. No entanto, ainda para a área de São Carlos, no horizonte de solo residual, esta diferença foi menor, próxima de 40 %;

- Para o solo da área experimental de Campinas as diferenças entre as duas camadas foram marcantes. Para o horizonte de solo laterítico, Vs medido foi cerca de 60 a 150 % superior ao calculado. Para a camada de comportamento não laterítico, pode-se admitir uma boa estimativa de Vs, já que, em média, a diferença entre Vs medido e calculado foi pouco superior a 10 %.

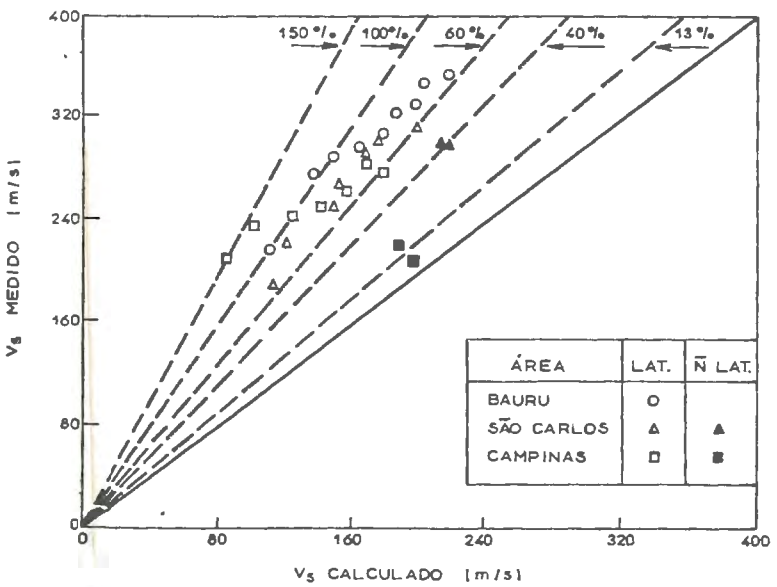


Fig.6.9: Comparação entre os valores de Vs medido e Vs calculado para os solos das três áreas investigadas.

A utilização pura a simples de uma expressão empírica

definida a partir de resultados de ensaios realizados em solos do Japão apresenta limitações para solos diferentes dos daquele país. Outro agravante é quanto a técnica japonesa de execução da sondagem de simples reconhecimento, que em alguns aspectos difere da utilizada no Brasil. Estas diferenças executivas, no entanto, não comprometem a estimativa, afirmam SEED et alii (1986): "como o Nspt, na expressão de OHTA & GOTO (1978) está elevado a uma potência de valor muito pequeno (0,171), tais diferenças podem ser desprezadas para fins de aplicação prática".

Apesar do exposto, o que novamente chama atenção é que esta expressão subestima muito os valores do módulo Go, especialmente para os solos lateríticos. Isto reforça a hipótese de que existe uma contribuição significativa de fatores associados à gênese no comportamento dinâmico de tais solos.

A fim de permitir uma melhor estimativa de Go, especialmente para aqueles solos brasileiros que apresentam comportamento laterítico, foi feita uma análise de regressão, pelo método dos mínimos quadrados, entre Vs, profundidade e Nspt.

Todos os pontos ensaiados que pertencem a horizontes lateríticos das três áreas investigadas (Tabela 5.1), num total de 23 pontos, foram utilizados nesta regressão. A Figura 6.10.a mostra a correlação obtida entre Vs e Nspt (expressão 6.2) enquanto, na Figura 6.10.b, observar-se a correlação entre Vs e a profundidade (expressão 6.3) .

$$Vs = 205{,}97 \cdot Nspt^{0{,}239} \quad ==> \quad CC = 0{,}891 \qquad (6.2)$$

$$Vs = 217{,}92 \cdot H^{0{,}193} \quad ==> \quad CC = 0{,}927 \qquad (6.3)$$

A regressão multipla, de Vs (m/s), Nspt (em golpes) e profundidade (H, em m) é dada pela seguinte expressão:

$$Vs = 212{,}81 \cdot Nspt^{0{,}066} \cdot H^{0{,}146} \qquad (6.4)$$

que apresentou um coeficiente de correlação igual a 0,932. No entanto, como as variáveis Nspt e profundidade são dependentes (CC = 0,945), é mais adequado utilizar a expressão 6.3 para estimativa de Vs (conseqüentemente Go), em solos que apresentam características geológicas-geotécnicas semelhantes àquelas dos solos empregados nesta regressão.

Uma avaliação da expressão 6.3 é apresentada na Figura 6.11, onde os valores de Vs medidos são plotados contra aqueles calculados.

Observa-se, nesta figura, que a diferença entre os valores de Vs medido e calculado encontra-se na faixa de mais ou menos 10 %, o que indica uma boa estimativa para Vs destes solos.

No entanto, propor uma expressão mais geral, que considere certas características dos solos como textura e tipo de formação, como indicado por OHTA & GOTO (1978), no momento é impossível para solos brasileiros, uma vez que são pouquísimos os resultados disponíveis de ensaios dinâmicos nestes solos. Acredita-se que futuramente isto venha a ser possível.

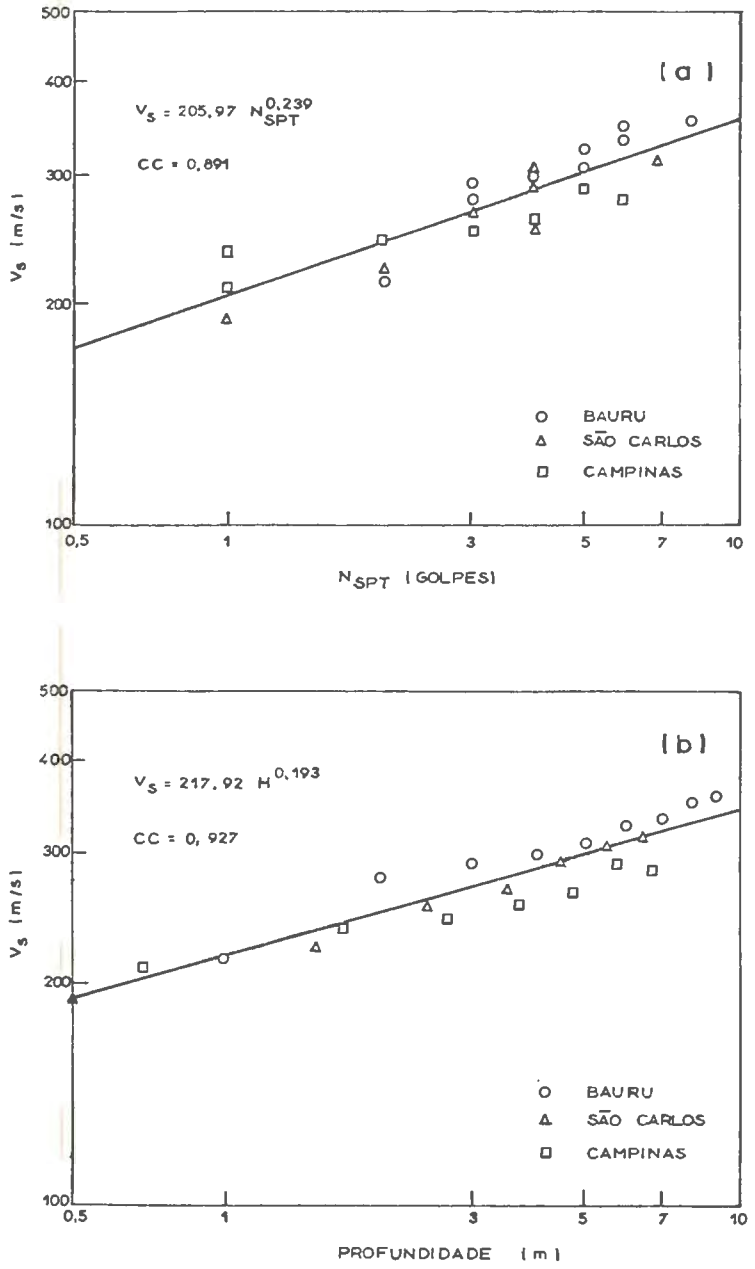


Fig.6.10 : Correlação entre (a) Vs x Nspt (b) Vs x Profundidade.

6.2 - Módulo cisalhante

Com o aumento da amplitude de deformação (γ) o módulo cisalhante (G) tem seu valor reduzido. A curva de degradação do módulo (Figura 2.10), ou seja, aquela que expressa a variação de G/Go x γ, obtida nos ensaios de coluna ressonante executados nos solos das áreas investigadas, são discutidas a seguir.

6.2.1 - A variação de G x γ

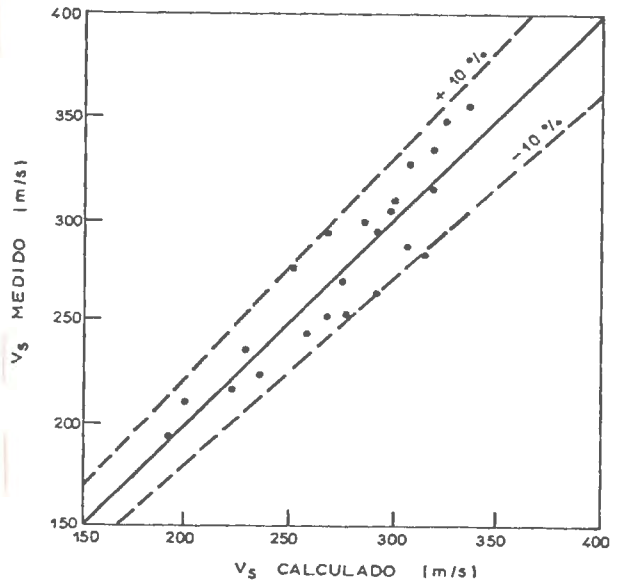


Fig.6.11: Comparação entre os valores de Vs medidos e calculados pela expressão 6.3, para todos os solos lateriticos investigados.

As curvas de degradação do módulo são apresentada nas Figuras 5.5.b a 5.17.b. Observa-se que, para praticamente todos os corpos de prova ensaiados, a medida que a tensão confinante ($\sigma 3$) aumenta tem-se uma menor degradação do módulo, conforme indicado na literatura (item 2.2.2.2).

Na Figura 6.12 ilustra-se as faixas representativas da degradação do módulo para os solos das áreas de Bauru, São Carlos e Campinas. Observa-se que o módulo G começa apresentar uma pequena redução para amplitudes de deformação superiores a 10^{-4} %, que se acentua a partir de γ maior que 10^{-3} %.

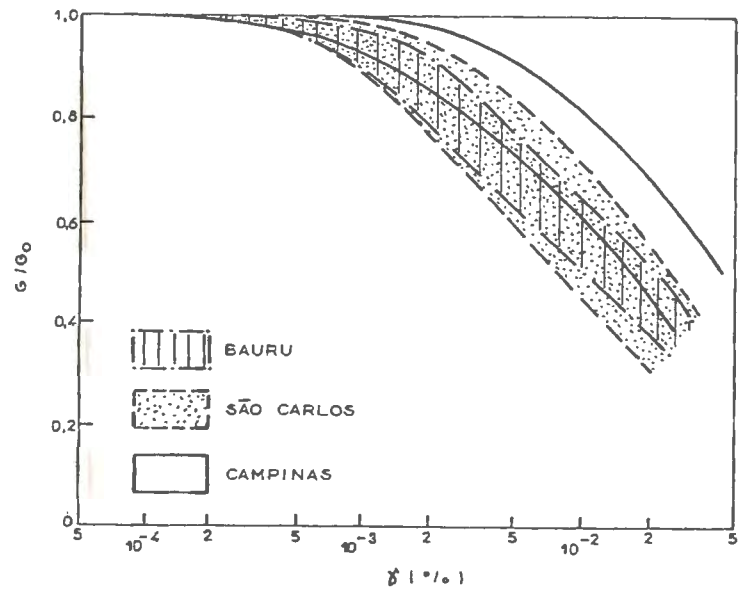


Fig.6.12: Faixa de variação das curvas de degradação do módulo para os solos das áreas de Bauru, São Carlos e Campinas.

Outro aspecto a ser destacado nesta figura é que o solo da área de Campinas, que possui textura mais argilosa, apresentou uma menor degradação do módulo que os solos das áreas de Bauru e São Carlos, cuja textura é mais arenosa. Isto esta de acordo com as conclusões de KOKUSHO et alii, 1982; MASSARSH, 1985 e VUCETIC & DOBRY, 1991).

6.2.2 - Modelos para representação da curva de degradação do módulo

6.2.2.1 - Propostas de SEED & IDRISS (1970), MARTINS (1990) e VUCETIC & DOBRY (1991)

Os resultados de ensaios de coluna ressonante realizados em todos os corpos de prova naturais das três áreas investigadas são apresentados na Figura 6.13, em conjunto com as curvas propostas por SEED & IDRISS (1970), MARTINS (1990) e VUCETIC & DOBRY (1991).

Observa-se, na Figura 6.13, que os solos de Bauru e São Carlos apresentaram uma maior degradação do módulo, especialmente para amplitudes de deformação superiores a 10^{-3} %, do que a faixa proposta por SEED & IDRISS (1970) e as curvas para areias de MARTINS (1990) e VUCETIC & DOBRY (1991).

As amostras de solo argiloso de Campinas também apresentaram uma maior degradação do módulo do que a indicada por MARTINS (1990), para argilas, e por VUCETIC & DOBRY (1991), para solos coesivos com IP = 15 % (valor médio do IP deste solo). Observa-se que a curva de degradação deste solo encontrar-se dentro da faixa proposta por SEED & IDRISS (1970) para areias.

Interessante também observar, nesta figura, que existe uma boa concordância entre as proposta de SEED & IDRISS (1970), MARTINS (1990) e VUCETIC & DOBRY (1991).

Para a proposta de MARTINS (1990), elaborada a partir de resultados de ensaios de coluna ressonante realizados em solos brasileiros, deve-se destacar os seguintes aspectos (Figura 6.13):

- para as areias sedimentares brasileiras, MARTINS (1990) propõe praticamente uma curva média da faixa proposta por SEED & IDRISS (1970), encontrando-se também muito próxima daquela indicada por VUCETIC & DOBRY (1991) para solos com IP = 0;

- para as argilas, a proposta de MARTINS (1990), que se baseia em resultados de ensaios executados num conjunto de amostras de argilas sedimentares saturadas de alta plasticidade (40 < IP < 60 %), está de acordo com a indicação de VUCETIC & DOBRY (1991), para solos coesivos com IP próximo de 60 %;

- com base nestas observações e nas considerações apresentadas no item 2.4 deste trabalho, deve-se ressaltar que a proposta de MARTINS (1990), para solos brasileiros, é indicada para solos sedimentares de baixada, saturados, que tem comportamento semelhante ao preconizado na literatura internacional, sem esquecer, para as argilas, o efeito da plasticidade na degradação do módulo (MASSARSH, 1985 e VUCETIC & DOBRY, 1991).

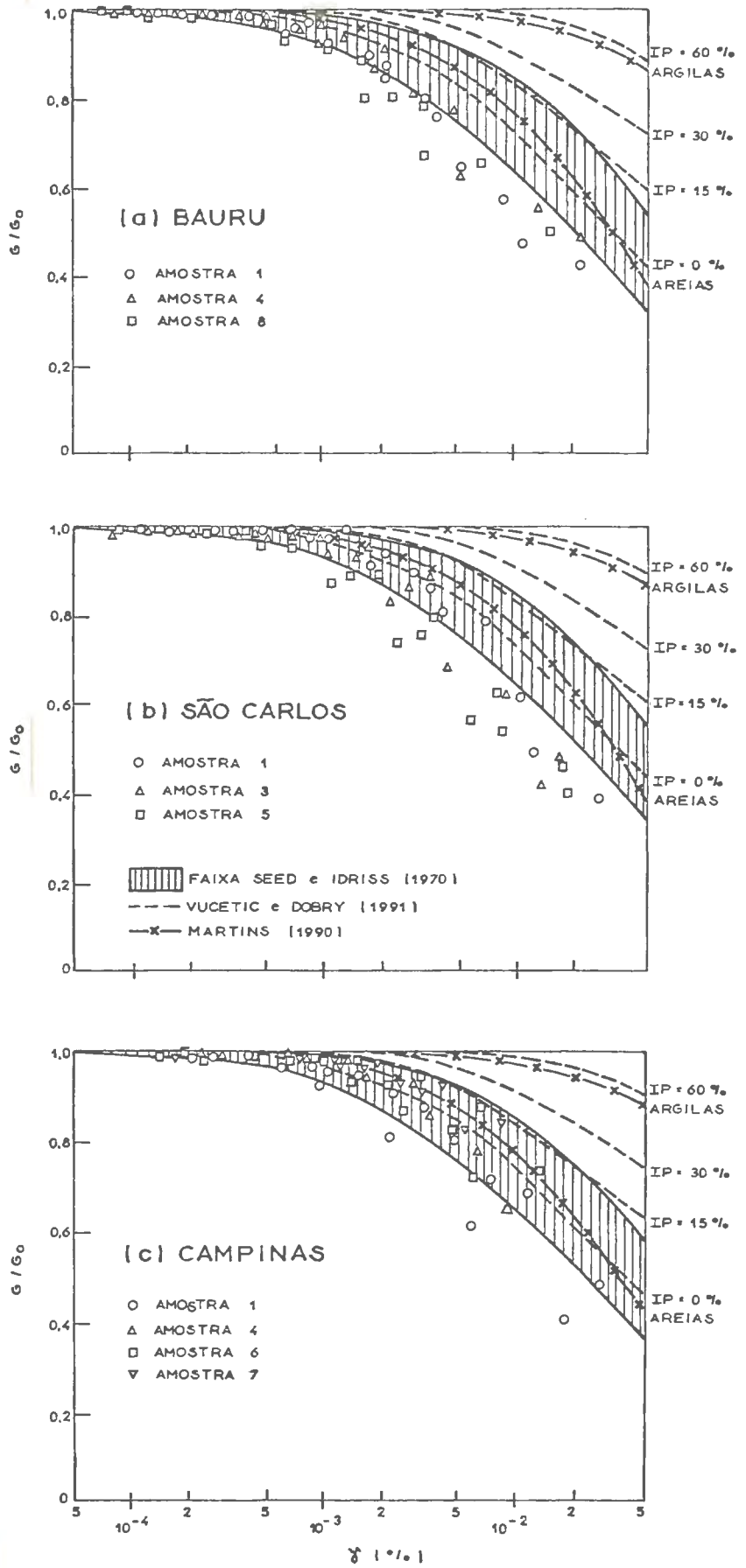


Fig.6.13: Curvas de degradação do módulo obtidas nos ensaios e confrontadas com diversas prpostas.

Outra crítica que deve ser feita é qu nto a representatividade dos limites de consistência para solos tropicais, especialmente aqueles de comportamento laterítico. Assim, a tentativa de associar a degradação do módulo exclusivamente ao índice de plasticidade, como sugerido recentemente por VUCETIC & DOBRY (1991), para os solos estudados, além de ineficiente, baseia-se num índice pouco representativo e questionável para estes solos.

6.2.2.2 - Modelo de HARDIN & DRNEVICH (1972b)

Uma outra forma de tratar a curva de degradação do módulo é utilizar a proposta consagrada de HARDIN & DRNEVICH (1972b), que a representa por uma hipérbole modificada. Detalhes sobre este modelo são apresentados no item 2.2.3.1.

Esta proposta foi aplicada aos solos naturais das três àreas, ensaiados no coluna ressonante. Na Tabela 6.3 são apresentados os valores da deformação de referência (γr) definida pelos autores segundo a expressão 2.19.

Na Figura 6.14 tem-se uma curva de degradação normalizada típica ($G/Go \times \gamma/\gamma r$), determinada para o corpo de prova no. 4 de Bauru, conforme indicado por HARDIN & DRNEVICH (1972b). Comparando-se esta curva com a de degradação do módulo já apresentada para o mesmo corpo de prova (Figura 5.6.b), observa-se que a aplicação da normalização resultou numa única curva para os três diferentes estados de tensão, o que demonstra uma das utilidades do processo. No entanto esta normalização retira apenas o efeito do estado de tensão, não eliminando outros efeitos como densidade, pré-adensamento, teor de cimento, entre outros (ACAR & EL-TAHIR, 1986).

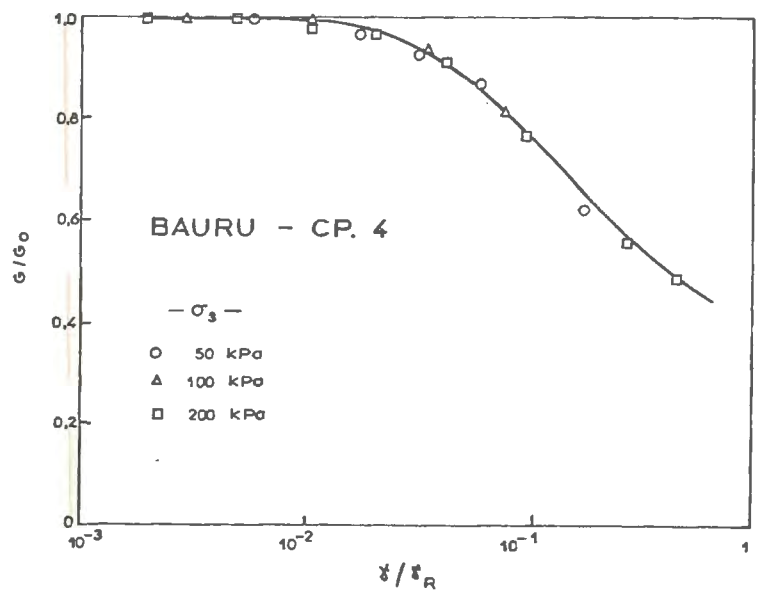


Fig.6.14: Curva de degradação do módulo normalizada segundo proposta de HARDIN & DRNEVICH (1972b).

Tab.6.3: Valores da deformação de referência (γr) definida por HARDIN & DRNEVICH (1972b).

LOCAL	C.P.	Prof.(m)	$\sigma o'$(kPa)	γr (x 10^{-2} %)
BAURU	1	0,95	20	2,01
			50	3,01
			100	4,40
	4	4,80	50	2,98
			100	3,72
			200	4,92
	8	8,85	50	1,90
			100	2,77
			200	4,09
SÃO CARLOS	1	1,40	20	3,34
			50	4,55
			100	4,30
	3	4,60	50	3,24
			100	3,45
			200	3,80
	5	8,35	50	4,79
			100	4,72
			200	5,23
CAMPINAS	1	0,95	20	3,35
			50	6,64
			100	7,11
	4	4,50	50	4,41
			100	6,74
	6	6,80	50	6,17
			100	7,26
			200	9,42
	7	7,85	50	6,55
			100	8,16
			200	11,90

Para generalizar o efeito da amplitude de deformação no módulo, HARDIN & DRNEVICH (1972b) sugerem valores típicos para os parâmetros hiperbólicos, a e b, que permitem representar as curvas de degradação do módulo de areias e argilas (Tabela 2.3). Uma comparação entre as curvas de degradação normalizadas obtidas para os corpos de prova naturais ensaiados e aquelas indicadas pelos autores para areias limpas secas (a = -0,50 e b = 0,16) e para solos coesivos saturados (a = 1,75 e b = 1,30) é apresentada na Figura 6.15.

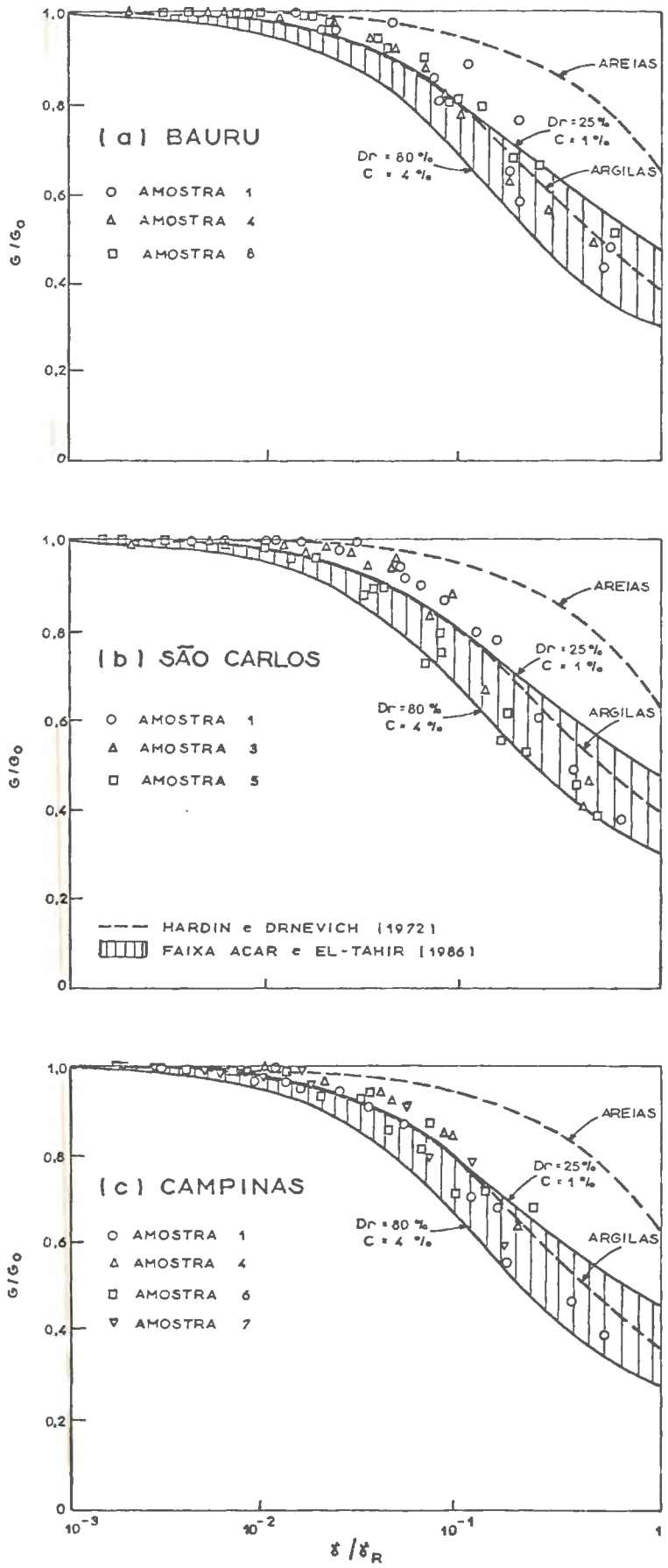


Fig.6.15: Curvas de degradação do módulo normalizada obtidas nos ensaios e confrotadas com diversas propostas.

Observa-se, nesta figura, que a curva sugerida para areias apresenta uma degradação muito inferior a de todas as amostras ensaiadas. Já, a proposta para solos coesivos saturados é a que mais se aproxima do comportamento observado para os solos das três áreas investigadas. No entanto, em alguns casos, para maiores níveis de deformação, ela ainda subestima a degradação do módulo.

Deve-se destacar que a curva proposta por HARDIN & DRNEVICH (1972b) para areias apresenta uma menor degradação do que a indicada para argilas (Figura 6.15). Isto se opõe as conclusões de MASSARSH (1985) e VUCETIC & DOBRY (1991), que indicam uma menor degradação do módulo para solos de maior plasticidade (Figura 2.19.a).

Observa-se também, nesta figura, que a degradação do módulo da maioria das amostras ensaiadas encontram-se próxima à faixa de degradação obtida por ACAR & EL-TAHIR (1986), que estudou o comportamento dinâmico de areias cimentadas artificialmente com diferentes densidades relativas (Dr = 20, 50 e 80 %) e porcentagem de cimento (C = 1, 2 e 4 %). Isto reforça a hipótese do efeito da cimentação no comportamento dinâmico de solos tropicais.

Com base no exposto pode-se admitir que a formulação hiperbólica de HARDIN & DRNEVICH (1972b) só pode ser ser utilizada para solos tropicais se novos parâmetros hiperbólicos (a e b) forem indicados.

6.2.2.3 - Sugestão para representação das curvas de degradação dos solos estudados

Uma vez que as propostas tradicionais mostraram-se deficientes para aplicação aos solos estudados, procurou-se indicar, com base nos resultados dos ensaios de coluna ressonante, uma outra forma de representar a curva de degradação do módulo.

Uma opção seria sugerir novos valores para os parâmetros hiperbólicos de HARDIN & DRNEVICH (1972b). Entretanto, devido a pequena quantidade de dados disponíveis, bem como pelo estágio incipiente do conhecimento do assunto, o mais adequado é propor uma curva hiperbólica simplificada, conforme sugerido por MARTINS (1990), ajustada com base nos resultados dos ensaios realizados.

Assim, na Figura 6.16, apresenta-se o resultado dos ensaios para os corpos de prova naturais e a hipérbole simplificada ajustada para os solos das áreas de Bauru (expressão 6.5), São Carlos (expressão 6.6) e Campinas (expressão 6.7).

$$\frac{G}{Go} = \frac{1}{(1 + 7.000 \cdot \gamma)} \qquad (6.5)$$

$$\frac{G}{Go} = \frac{1}{(1 + 6.500 \cdot \gamma)} \qquad (6.6)$$

$$\frac{G}{Go} = \frac{1}{(1 + 3.500 \cdot \gamma)} \qquad (6.7)$$

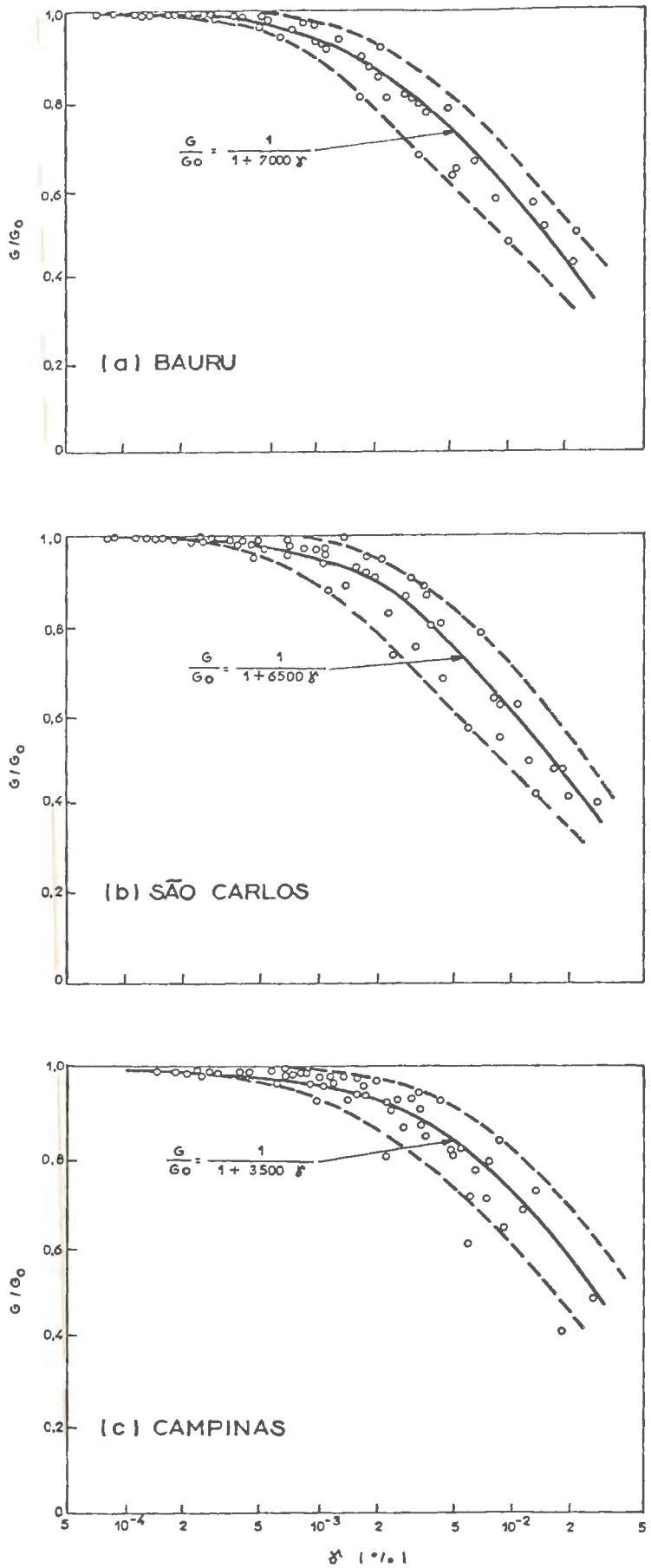


Fig.6.16: Hipérbole simplificada proposta para representar a degradação do módulo dos solos estudados.

Esta proposta tem como principal objetivo a análise preliminar do efeito da amplitude de deformação no módulo cisalhante. Note que esta forma simplificada de representação retrata apenas o efeito de um dos fatores na degradação do módulo. Entretanto, é uma ferramenta útil que pode ser utilizada, até amplitudes de deformação de 0,03 %, como primeira aproximação na fase de ante-projeto.

6.3 - Razão de amortecimento interno

A razão de amortecimento interno dos solos é um outro parâmetro de relevância no projeto de obras sujeitas a solicitações dinâmicas.

6.3.1 - O efeito da tensão confinante e da amplitude de deformação

Conforme apresentado na literatura, a tensão confinante e a amplitude de deformação são dois dos principais fatores que afetam este parâmetro. A medida que a tensão confinante aumenta, a razão de amortecimento diminui, enquanto, com o aumento da deformação, tem-se um aumento deste parâmetro (itens 2.2.2.1 e 2.2.2.2).

Nas Figuras 5.5.c a 5.17.c pode-se observar que este fato foi confirmado em todos os ensaios de coluna ressonante realizados.

6.3.2 - Estimativa da razão de amortecimento interno dos solos

As propostas para estimativa da razão de amortecimento interno dos solos são menos difundidas do que aquelas empregadas na avaliação do módulo cisalhante. Destacam-se aqui as de SEED & IDRISS (1970), HARDIN & DRNEVICH (1972b), SAXENA & REDDY (1989) e VUCETIC & DOBRY (1991), que foram aplicadas aos solos estudados.

6.3.2.1 - O modelo de HARDIN & DRNEVICH (1972b)

Estes autores sugerem que a razão de amortecimento interno (D) para um dada amplitude de deformação (γ) pode ser obtida a partir da expressão 2.21.

Não se conduziu a análise nesta linha, uma vez que, nesta expressão, é necessário conhecer a razão de amortecimento interno máxima (Do), que corresponde teoricamente a condição de módulo G= 0.

O valor de Do, que é em geral da ordem de 20 a 30 %, só é obtido em ensaios com amplitudes de deformação cisalhante superiores a 1 %, como mostram diversos pesquisadores (HARDIN, 1965b; HARDIN & DRNEVICH, 1972b e PRANGE, 1977). Assim, o ensaio de coluna ressonante não possibilita determinar este parâmetro, já que impõe ao corpo de prova deformações de no máximo 10^{-1} %. Para este nível de deformação o amortecimento ainda é crescente.

A possibilidade de estimar Do a partir das expressões empíricas (2.46 e 2.47) sugeridas por HARDIN & DRNEVICH (1972b),

para então aplicar a formulação proposta foi descartada, uma vez que, para solos tropicais, questiona-se a validade das expressões convencionais para estimativa de parâmetros dinâmicos.

6.3.2.2 - Propostas de SEED & IDRISS (1970) e VUCETIC & DOBRY (1991)

Na Figura 6.17 apresenta-se a faixa de variação de D x γ, proposta por SEED & IDRISS (1970) para areias, em conjunto com os valores da razão de amortecimento interno medidos nos corpos de prova naturais ensaiados.

Observa-se, nesta figura, que para amplitudes de deformação entre 5×10^{-4} e 1×10^{-2} %, praticamente todos os pontos encontram-se dentro da faixa proposta. Os resultados obtidos para o solo da área experimental de Bauru foram os que apresentram melhor ajuste.

VUCETIC & DOBRY (1991) sugerem curvas para representar a variação de D x γ apenas em função do índice de plasticidade (IP) do solo, para amplitudes de deformação superiores a 10^{-3} % (Figura 2.19.b).

Na Figura 6.17 apresentam-se também as curvas D x γ indicadas por VUCETIC & DOBRY (1991), para IP = 0, 15 e 30 % . Observa-se que esta proposta não é adequada para a estimativa razão de amortecimento dos solos estudados e não representa o efeito do confinamento.

6.3.2.3 - Proposta de SAXENA & REDDY (1989)

SAXENA & REDDY (1989) sugerem que a razão de amortecimento interno (D) pode ser calculada a partir de dois principais fatores que os afeta: a tensão confinante ($\sigma o'$) e a amplitude de deformação cisalhante (γ), especialmente para os solos arenosos, onde a densidade do material pouco influência este parâmetro (Figura 2.40).

Este procedimento foi adotado e uma análise de regressão, entre D, $\sigma o'$ e γ, pelo método dos mínimos quadrados, foi feita, com base em 187 pontos, obtidos a partir dos ensaios realizados em amostras das três áreas investigadas. Na Tabela 6.4 tem-se o quadro de análise de variância desta regressão. Os parâmetros estatísticos deste quadro indicam que as variáveis γ e $\sigma o'$ apresentaram boa regressão com a variável dependente D. A expressão resultante é:

$$D = 40{,}55 \cdot \gamma^{0{,}458} \cdot \left(\frac{\sigma o'}{Pa}\right)^{-0{,}258} \qquad (6.8)$$

com um coeficiente de correlação igual a 0,855. Para utilização desta expressão $\sigma o'$ deve ser expresso na mesma unidade da pressão atmosférica (Pa) e a amplitude de deformação (γ) em porcentagem, para que D também resulte em porcentagem.

Uma avaliação da expressão 6.8 é apresentada na Figura 6.18, onde os valores medidos para D são plotados contra aqueles estimados pela expressão proposta.

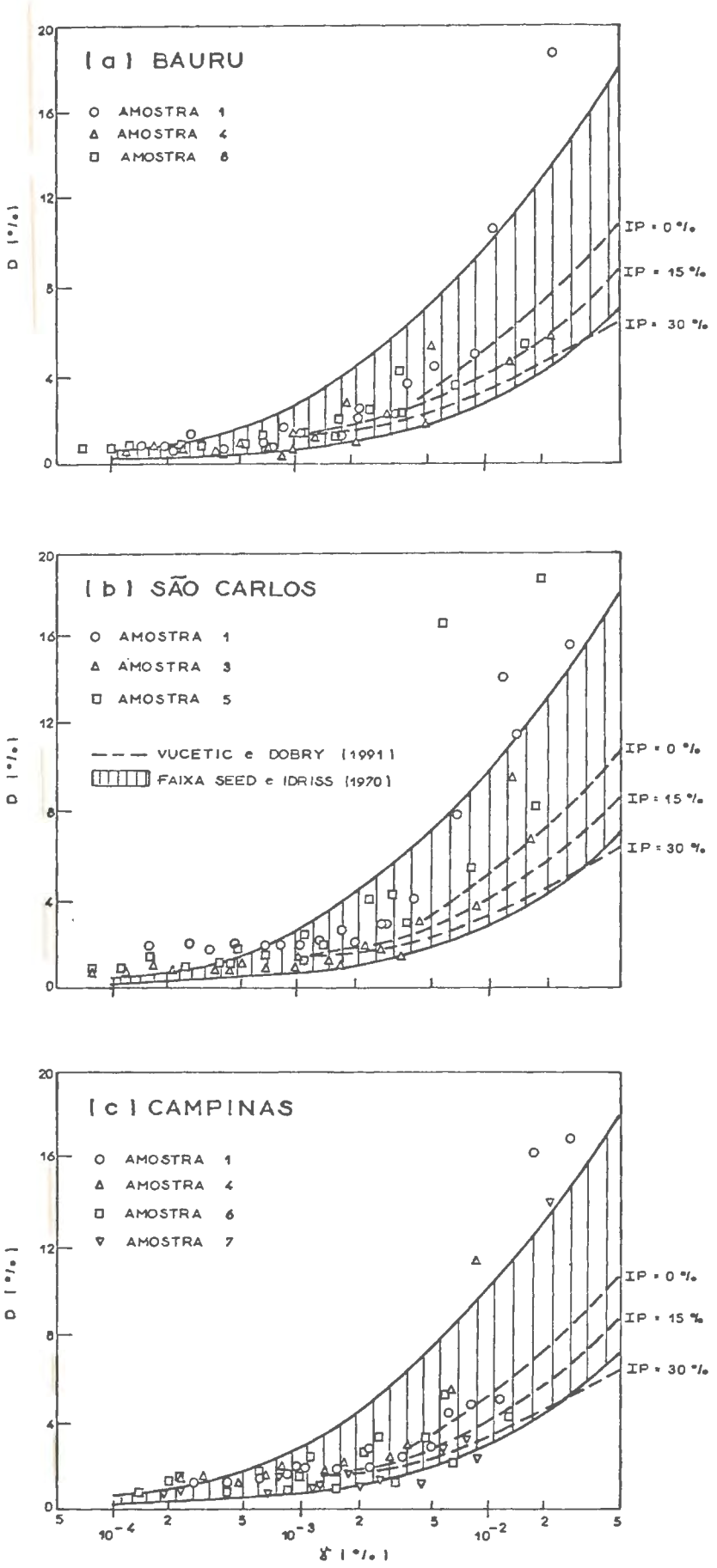


Fig.6.17: Variação de D versus γ obtida nos ensaios e confrontada com diversas propostas.

Tab.6.4: Quadro de análise de variância.

Variavel	Coeficiente	Erro Padrão	T-Studant	Prob(>|T|)
Constante	1,607991	0,144247	25,6794	0,0000
LOG γ	0,458280	0,021233	21,5818	0,0000
LOG $\sigma o'/Pa$	-0,257829	0,045465	-5,6709	0,0000

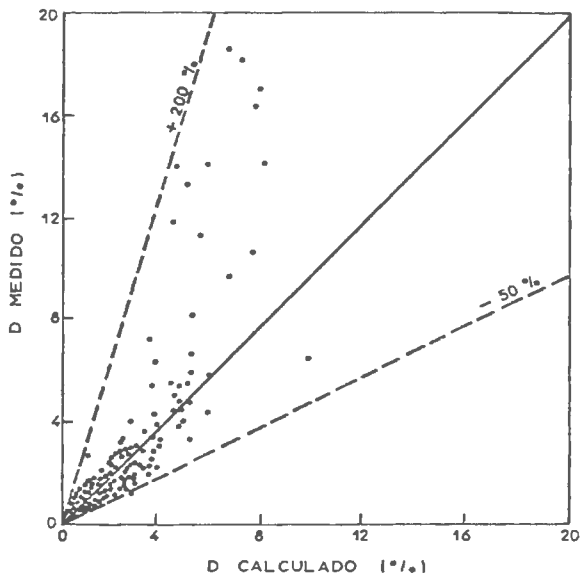


Fig.6.18: Comparação entre os valores de D medidos e calculados pela expressão 6.8, para todos os solos investigados.

Observa-se, nesta figura, a grande diferença entre os valores medidos e calculados; entre +200 e -50 %. A distribuição desuniforme dos dados, com uma pequena quantidade de valores de amortecimento entre 6 e 19 %, contribuiu para esta dispersão.

Para os dados utilizados nesta análise de regressão, somente os parâmetros γ e $\sigma o'$ são insuficientes para explicar satisfatoriamente a variação da razão de amortecimento interno destes solos.

6.3.2.4 - Sugestão para estimativa da razão de amortecimento interno dos solos estudados

A forma de estimar a razão de amortecimento sugerida por SAXENA & REDDY (1989) apresenta vantagens sobre as demais, pois considera o efeito de fatores importantes neste parâmetro, ou seja $\sigma o'$ e γ, e retira a subjetividade de estima-lo através de uma faixa, como proposto para SEED & IDRISS (1970) ou uma única curva, função apenas do IP, como sugerido por VUCETIC & DOBRY (1991).

A fim de procurar definir uma melhor forma de estimar a razão de amortecimento interno tentou-se incluir o efeito do índice de vazios (e) neste parâmetro. No entanto observou-se que, em

regressões múltiplas de D = f (γ, $\sigma o'/Pa$, e), o índice de vazios não foi um parâmetro adequado para esta estimativa, conforme mostra o quadro de análise de variância e o coeficiente de correlação apresentados na Tabela 6.5.

Tab.6.5: Quadro de análise de variância e coeficiente de correlação.

Variavel	Coeficiente	Erro Padrão	T-Studant	Prob(>|T|)
Constante	1,609090	0,144855	25,5777	0,0000
LOG γ	0,458594	0,021531	21,2993	0,0000
LOG $\sigma o'/Pa$	-0,259253	0,047383	-5,4714	0,0000
LOG e	-0,009597	0,087085	-0,1102	0,9124
CC = 0,855				

Para indicação de uma expressão mais adequada seria necessário um maior número de resultados e um estudo mais detalhado sobre o efeito de outros fatores na razão de amortecimento interno.

7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE

Como são poucas informações sobre o comportamento dinâmico de solos tropicais, este trabalho, apesar de ter tratado uma quantidade relativamente pequena de resultados, representa um avanço significativo nesta área do conhecimento. As conclusões apresentadas e as hipóteses levantadas criam novos horizontes para a continuidade desta linha de pesquisa.

7.1 - Conclusões

Uma análise global dos resultados desta pesquisa confirma a hipótese de que os métodos tradicionais para estimativa do comportamento mecânico dos solos não são aplicáveis aos solos tropicais, principalmente os de comportamento laterítico.

Dos diversos pontos abordados devem ser destacados os seguintes:

7.1.1 - Sobre as técnicas de ensaio utilizadas

- as técnicas de ensaio utilizadas ("cross-hole" e coluna ressonante) são as mais amplamente empregadas na determinação de parâmetros dinâmicos à baixa amplitude de deformação;

- a execução do ensaio sísmico "cross-hole" permitiu obter os módulos dinâmicos (G e E) e o coeficiente de Poisson (ν). No entanto, os valores de ν, para todos os pontos investigados, foram próximos a zero ou até mesmo menores que zero. A dificuldade de identificação da primeira chegada das ondas de compressão (que permite o cálculo de Vp), por ter-se utilizado uma fonte rica na geração de ondas S, pode ter contribuído para uma maior imprecisão nos valores calculados de ν e E;

- os resultados dos ensaios de coluna ressonante, que complementam os do "cross-hole", permitiram determinar o módulo cisalhante e razão de amortecimento interno, bem como verificar o efeito do confinamento e da amplitude de deformação;

- foi possível comparar os resultados dos ensaios "cross-hole" e coluna ressonante realizados nas três áreas. Observou-se que as velocidades de propagação de ondas cisalhantes determinadas por estas diferentes técnicas apresentaram valores muito próximos, quando considerado o efeito do tempo a longo prazo para uma idade geológica de 2.000 anos.

7.1.2 - Sobre os parâmetros dinâmicos determinados

7.1.2.1 - Módulo cisalhante máximo

- o efeito do tempo a longo prazo, para todos os corpos de prova ensaiados, apresentou um comportamento característico de areias;

- A expressão proposta por HARDIN (1978) para estimativa de Go mostrou-se deficiente para os solos estudados, uma vez que os valores medidos no ensaio de coluna ressonante foram de 25 a 200 % superiores aos calculados;

- a expressão proposta por OHTA & GOTO (1978) para estimativa de Go também mostrou-se deficiente, com diferenças entre Go medido e calculado para os solos lateríticos, entre 60 a 150% e, entre 10 a 40 %, para os solos não lateríticos;

- a partir dos resultados experimentais desta pesquisa e baseado nos trabalhos de diversos pesquisadores, pode-se inferir que as diferenças entre Go medido e calculado devem estar associadas ao efeito da cimentação das partículas quando da formação dos solos lateríticos e às tensões de sucção que estão submetidos os solos não saturados;

- para uma melhor estimativa de Go sugere-se novos coeficientes para as expressões de HARDIN (1978) (Tabela 6.2) e OHTA & GOTO (1978) (expressão 6.3). Estas propostas procuram considerar o efeito de vários fatores. Portanto, devem ser utilizadas com critério, uma vez que o efeito das tensões de sucção depende do teor da umidade ao qual o solo se encontra;

- procurou-se também estimar Go através de resultados de ensaios triaxiais estáticos (expressão 6.1), conforme sugerido por pesquisadores que trabalham com solos tratados com aditivos. Entretanto sua utilização não é recomendada pois chegou-se a esta expressão a partir de um número reduzido de dados e com um baixo coeficiente de correlação.

7.1.2.2 - Módulo cisalhante

- as amostras mais arenosas (de Bauru e São Carlos) apresentaram uma maior degradação do módulo do que as amostras argilosas de Campinas. Esta conclusão esta de acordo com aquela apresentada por MASSARSH (1985) e VUCETIC & DOBRY (1991);

- as propostas para representação da curva de degradação do módulo de SEED & IDRISS (1970), MARTINS (1990) e VUCETIC & DOBRY (1991), quando aplicadas aos solos estudados, mostraram-se deficientes pois, de uma maneira geral, subestimam tal degradação;

- quando comparadas entre si, as propostas destes autores mostram-se coerentes. Vale destacar que a sugestão de MARTINS (1990), para solos brasileiros, está em concordância, para a areia, com a de SEED & IDRISS (1970), e para a argila, com a de VUCETIC & DOBRY

(1991). Sua utilização é, então, indicada aos solos brasileiros formados de maneira semelhante àqueles que ocorrem em regiões de clima temperado (sedimentares de baixada, saturados), não esquecendo da influência da plasticidade na degradação do módulo;

- a utilização do modelo hiperbólico de HARDIN & DRNEVICH (1972) permite eliminar o efeito do estado de tensões na degradação do módulo;

- os parâmetros hiperbólicos a e b sugeridos por HARDIN & DRNEVICH (1972b) para representar as curvas de degradação do módulo de areias e argilas também podem ser considerados ineficientes para aplicação aos solos estudados;

- novos parâmetros a e b podem ser obtidos para uma melhor representação da degradação do módulo. Observou-se, para os solos estudados, que tais valores encontram-se mais próximos aos indicados por ACAR & EL-TAHIR (1986), para areias cimentadas artificialmente;

- no estágio atual do conhecimento, principalmente devido ao número reduzido de resultados existentes, sugere-se equações hiperbólicas simplificadas para representar o comportamento dos solos de Bauru, São Carlos e Campinas (expressões 6.5, 6.6 e 6.7, respectivamente). Esta proposta é indicada para uma análise preliminar do efeito da amplitude de deformação (até um nível de 0,03 %) no módulo cisalhante de solos tropicais não saturados, com características semelhantes aquelas dos solos aqui estudados.

7.1.2.3 - Razão de amortecimento interno

- o efeito da amplitude de deformação e do estado de tensões na razão de amortecimento interno das amostras dos solos estudados está de acordo com o indicado na literatura;

- o modelo de HARDIN & DRNEVICH (1972b), que possibilita representar a variação da razão de amortecimento com a amplitude de deformação, não pôde ser aplicado aos solos estudados, uma vez que utiliza a razão de amortecimento interno máxima (Do), que não é possível de ser determinada em ensaios de coluna ressonante;

- a proposta de SEED & IDRISS (1970) foi mais adequada para representação da faixa de variação de D x γ, para o solo da área experimental de Bauru. Já, a proposta de VUCETIC & DOBRY (1991) mostrou-se deficiente para estimativa da razão de amortecimento dos solos estudados. Deve-se destacar que o efeito do confinamento não é representado em nenhuma destas propostas;

- conforme sugerido por SAXENA & REDDY (1989) e com base nos resultados dos ensaios de coluna ressonante realizados nas amostras dos solos estudados, chegou-se a expressão 6.8 para estimativa da razão de amortecimento. Esta forma de estimativa parece ser mais adequada e menos subjetiva do que as outras propostas, no entanto, apesar de estatisticamente ser consistente, também apresentou uma diferença significativa entre os valores medidos e calculados.

7.2 - Sugestões para continuidade

Uma série de trabalhos nesta linha é necessário para melhor compreender o comportamento dinâmico de solos tropicais. Alguns que merecem destaque são indicados a seguir:

- para obtenção dos demais parâmetros dinâmicos dos solos (módulo de Young - E e coeficiente de Poisson - ν), recomenda-se a utilização de uma fonte rica na geração de ondas de compressão, por exemplo explosivos. A execuções de ensaios deste tipo nas áreas investigadas possibilitaria uma avaliação da eficiência da fonte utilizada para medida da velocidade de propagação de ondas P;

- este estudo indica que a cimentação dos solos lateríticos deve exercer um papel importante no comportamento dinâmico destes solos. Uma pesquisa concentrada nesta linha poderia indicar alguns pontos importantes, bem como quantificar este efeito;

- apesar de WU (1983) ter apresentado um trabalho bastante completo sobre o efeito da tensão de sucção no módulo Go, seria interessante uma nova pesquisa nesta linha, aplicada a solos tropicais, especialmente àqueles de textura argilosa;

- um maior número de ensaios dinâmicos realizados em solos tropicais poderia fornecer mais informações sobre as peculiaridades de seu comportamento dinâmico. Assim poderia-se indicar expressões mais adequadas para estimar Go e a variação de G e D com γ;

- para verificar a possibilidade de estimar Go de solos naturais a partir do resultado de ensaios triaxiais estáticos é necessário que se realize uma pesquisa com este objetivo;

- a execução de ensaios de laboratório que possibilitam impor aos corpos de prova maiores níveis de deformação, como por exemplo o cisalhamento simples ou torcional, permitiria conhecer melhor a variação de G x γ e de D x γ. Seria possível também, neste caso, avaliar o modelo de HARDIN & DRNEVICH (1972b) para estimativa da razão de amortecimento interno, uma vez que a razão de amortecimento interno máxima (Do) seria determinada;

- a utilização de métodos numéricos (por exemplo: elementos finitos) para simular o comportamento de um solo tropical laterítico poderia demostrar a importância de novas expressões para estimativa de parâmetros dinâmicos destes solos;

- adaptações no equipamento de coluna ressonante seriam convenientes para pesquisas com solos tropicais. As principais são:

* a possibilidade de saturação do corpo de prova através de contra-pressão,

* uma medida mais precisa da variação de volume do corpo de prova na fase de adensamento,

* a possibilidade de instalar a sucção desejada no corpo de prova dentro da própria câmara triaxial que é utilizada neste ensaio.

REFÊRENCIA BIBLIOGRÁFICA

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980): NBR 6484 - Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos, CB2: 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982): NBR 7250 - Identificação e Descrição de Amostras de So'os Obtidas por Sondagens de Simples Reconhecimento, CB2: 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) NBR 6459 - Solo - Determinação do Limite de Liquidez, CB2: 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) NBR 7180 - Solo - Determinação do Limite de Plasticidade, CB2: 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984): NBR 6508 - Grãos de Solo que Passam na Peneira 4,8 mm - Determinação da Massa Específica, CB2: 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984): NBR 7181 - Solo - Análise Granulométrica, CB2, 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986): NBR 6457 - Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização, CB2: 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986): NBR 9604 - Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostra Deformada e Indeformada, CB2: 9 p.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

BORTOLUCCI,A.A. (1983): Caracterização Geológico-Geotécnica da Região Urbana de São Carlos, a partir de Sondagens de Simples Reconhecimento (dissertação de mestrado), EESC-USP, São Carlos/SP, 67 p.

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

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

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

CARVALHO,D. (1988): Comunicação Pessoal, Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade de Campinas, Campinas/SP.

CARVALHO,D. (1991): Análise de Cargas Últimas a Tração de Estacas Escavadas em Campo Experimental de São Carlos-SP (tese de doutorado), EESC-USP, São Carlos-SP, 204 p.

CAVAGUTI,N. (1981): Gelogia, Estruturas e Características Hidrogeológicas Mesozóicas da Região de Bauru-SP (tese de doutorado), Universidade do Sagrado Coração, Bauru-SP: 169 p.

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

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

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

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

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

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

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

CORDEIRO,R.P. (1990): Comunicação Pessoal, Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo/SP.

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

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

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

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

DE MELLO,V.F.B. (1979): Apreciações sobre a Engenharia de Solos Aplicável a Solos Residuais, Tradução No. 9, ABGE: 60p.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ECO,U. (1977): Como se Faz uma Tese, Editora Perspectiva S.A., São Paulo/SP, 170 p.

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

409.

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

FEITOSA,V.C. (1987): Comunicação na Tecnologia: O recado da Ciência, Editora Brasiliense, São Paulo/SP: 155 p.

FERREIRA,C.V. (1991): Caracterização Geotécnica de um Solo de uma Área da Cidade de Bauru-SP (dissertação de mestrado), EESC-USP, São Carlos/SP: 141 p.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

GUANG-DI,F.; SHAN,Z.B.; SHEN,Q.B. & ZHONG,Z.L. (1986): Applications

of Elastic Wave in Engineering Geologial Investigation, 5th IAEG Congress, Buenos Aires, V.I, 347-353.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

LOBO,A.S. (1991): Colapsividade do Solo de Bauru e sua Influência em Estacas de Pequeno Porte, (tese de doutorado), EESC-USP, São Carlos/SP, 211 p.

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

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

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

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

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

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

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

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

147.

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

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

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

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

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

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

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

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

MENEZES,S.M. (1990): Correlações entre os Ensaios de Penetração (SPT;CPT) e os Resultados de Ensaios de Laboratório para a Região de São Carlos-SP (dissertação de mestrado), EESC-USP, São Carlos/SP, 106 p.

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

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

MORETTI Fo., J. (1982): Redação de Dissertações e Teses, Publicação da ESALQ-USP, 67 p.

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

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

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

NOGAMI,J.S. & VILLIBOR,D.F. (1981): Uma Nova Classificação de Solos

para Finalidades Rodoviárias, Simpósio Brasileiro sobre Solos Tropicais em Engenharia, ABMS, Rio de Janeiro/RJ, V.1: 30-41.

NOGUEIRA,J.B. & NOGUEIRA,M.C.A. (1985): Manual de Redação de Trabalhos Científicos, Publicação da EESC-USP, 18 p.

NOGUEIRA,J.B. (1984): Símbolos e Unidades da Geotecnia, Publicação da EESC-USP, 16 p.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

RICHART JR.,F.E. (1977): Field and Laboratory Measurements of

Dynamic Soil Properties, Proceeding of DMSR/77, Karlshuhe, V.I: 3-36.

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

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

ROCHA,J.L.R.; NIYAMA,S. & MARTINS,J.A.A. (1982): Método da Coluna Ressonante e sua Aplicação na Investigação do Comportamento Dinâmico dos Solos, VII COBRAMSEF, Olinda-Recife/PE, V.5: 285-300.

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

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

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

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

ROHM,S.A. (1991): Aspectos da Resistência ao Cisalhamento de Solos Naturais Parcialmente Saturados da Região de São Carlos, (tese de doutorado), EESC-USP, São Carlos/SP, inédita.

ROHM,S.A.; GIACHETI,H.L.; ANTONIUTTI,L. & BORTOLUCCI,A.A. (1990): Um Sistema para Gerenciamento de Ensaios de Compressão Triaxial, Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia, Poços de Caldas/MG.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

STOKOE II,K.H. & ABEL-RAZZAK, K.G. (1975): Shear Moduli of Two Compacted Fills, Proceeding of the Conference on In Situ

Measurement of Soil Properties, Specialty Conference of the Geotechnical Eng. Div., ASCE, V.I: 422-449.

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

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

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

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

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

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

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

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

TAVEIRA,L. (1986): Contribuição ao Mapeamento Geotécnico da Área Urbana do Município de Campinas-SP (dissertação de mestrado), EESC-USP, São Carlos/SP: 93p.

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

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

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

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

VARGAS,M. (1985): Metodologia da Pesquisa Tecnológica, Editora Globo, Rio de Janeiro/RJ, 243 p.

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

e Engenharia de Fundações, ABMS-BA, V.I: 175-194.

VILAR,O.M; BORTOLUCCI,A.A & RODRIGUES,J.E. (1985): Geotechnical Characteristics of Tropical Cenozoic Sediment from São Carlos Region, Proc. 1st Int. Conf. on Geomech. in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasil, V.I: 461-470.

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

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

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

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

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

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

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

WU,S. & WOODS,R.D. (1987): Time Effects on Shear Modulus on Unsaturated Cohessionless Soils, Soil-Structure Interation (Developments in Geotech. Eng. V.43), edited by A.S.Cakmak, Elsevier Science Publisher, N.Y./USA: 243-256.

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

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

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

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

ZUQUETTE,L.V. (1987): Análise Crítica da Cartografia Geotécnica e Proposta Metodológica para Condições Brasileiras (tese de doutorado), EESC-USP, São Carlos/SP, 3 volumes: 673 p.

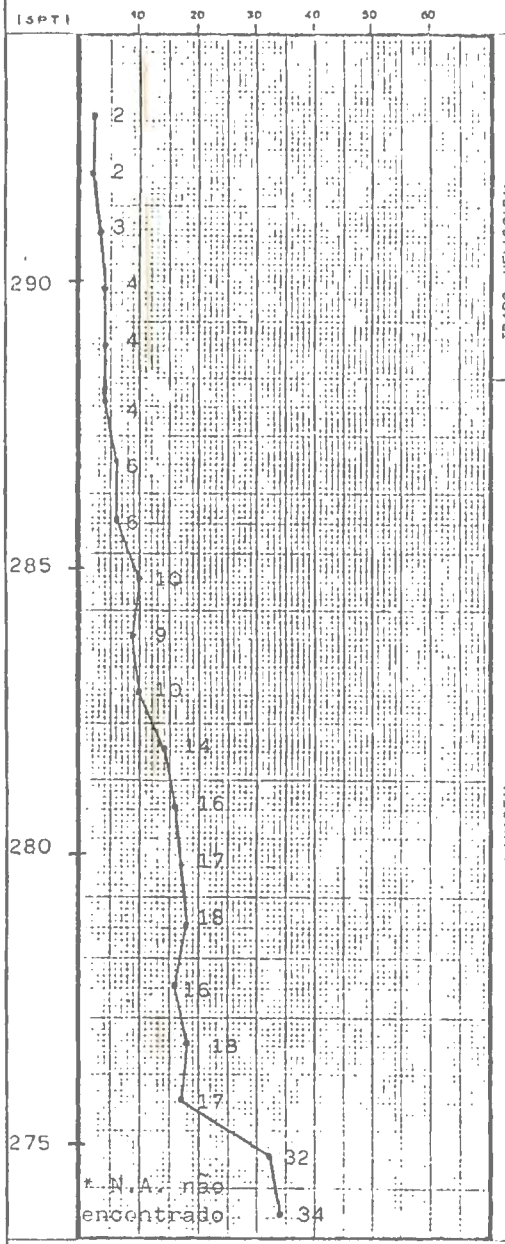
A N E X O S

A N E X O 1

RESULTADO DAS SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO

Área Experimental de Bauru

CLIENTE COHAB - Companhia de Habitação Popular de Bauru				SP 25
OBRA Residencial Parque das Camélias (I)				
LOCAL Bauru - SP				
ESCALA H/V= 1:100	DATA 19/09/87	DES Jânio	ENGº RESP.	DES V1728/87



CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL 0.00

Areia fina silto argilosa, fofa à mediamente compacta, vermelha escura.

12.50

Areia fina muito argilosa, mediamente compacta à muito compacta, vermelha clara.

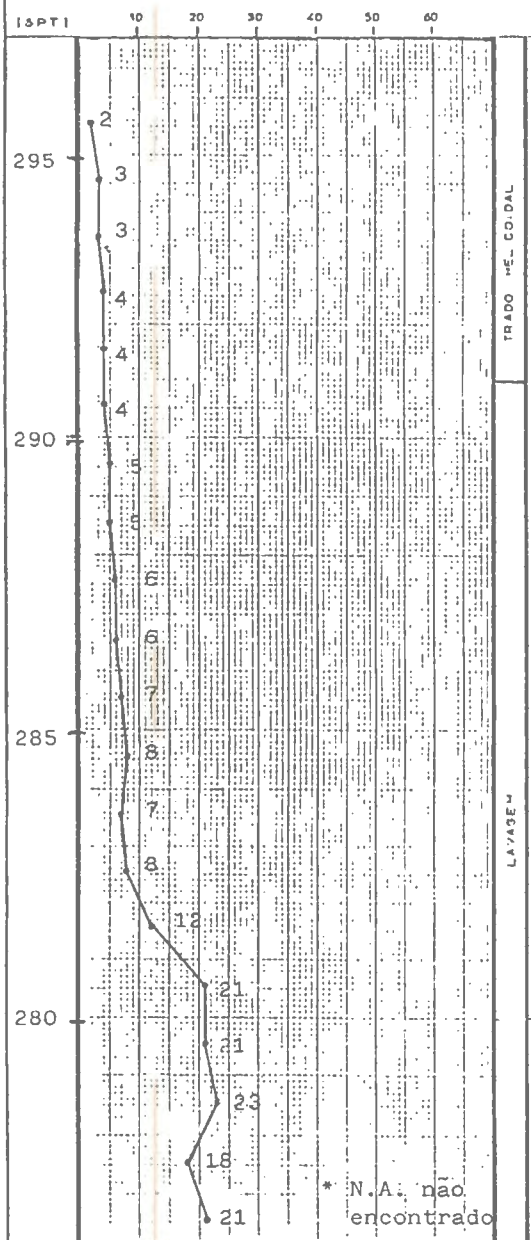
OBS: 1- Os valores de SPT indicados no gráfico corte pondem a penetração dos últimos 30 cm do amostrador; exceto quando indicado.

2- Revestimento ∅ 63,5 mm { ∅ interno 34,9 mm / ∅ externo 50,8 mm } { Peso 65 Kg / Alt. de queda 75 cm }

3- Profundidade do Revestimento 6.00 m — SPT último 30 cm / SPT [illegible]

4- A correta [illegible] do N.A. deverá ser feita com perfur[illegible] de maior ∅.

CLIENTE COHAB - Companhia de Habitação Popular de Bauru				SP 35
OBRA Residencial Parque das Camélias (1)				
LOCAL Bauru - SP				
ESCALA H/V= 1:100	DATA 29/09/87	DES Jânio	ENGT RESP.	DES V1728/87



CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

0.00

Areia fina silto argilosa, fofa à compacta, vermelha escura.

17.00

Areia fina silto argilosa, compacta à muito compacta, vermelha clara c/ manchas brancas.

OBS: 1- Os valores do SPT indicado no gráfico correspondem à penetração dos últimos 30 cm do amostrador; exceto quando indicado.

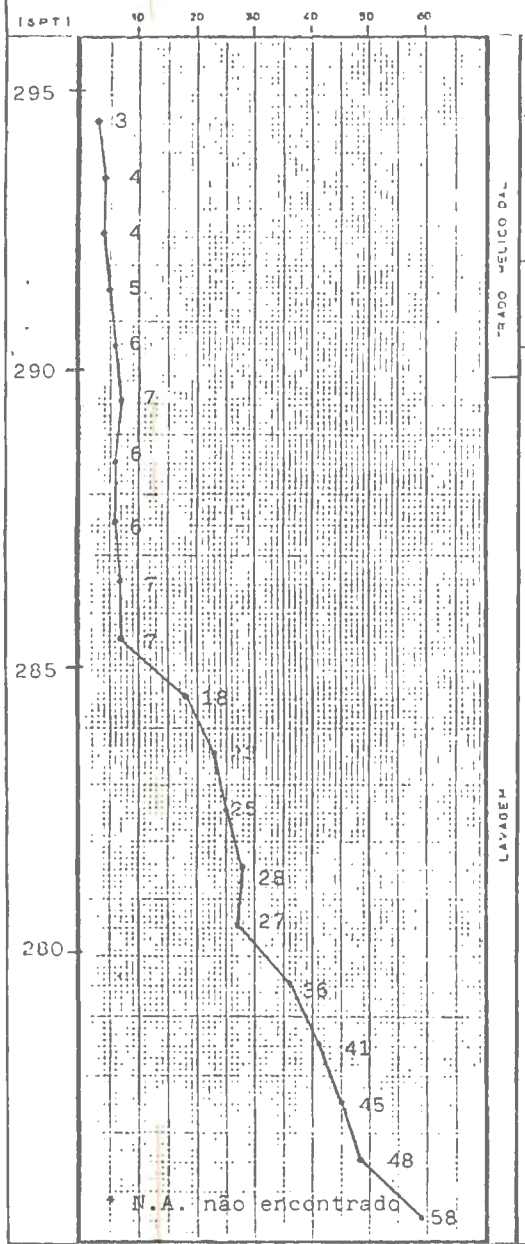
2- Revestimento ∅ [illegible] mm { ∅ interno 34,9 mm / ∅ externo 50,8 mm } { Peso [illegible] Kg / Alt. de queda 75 cm }

3- Profundidade do Revestimento 6.00 m — [illegible] — [illegible]

4- A correta [illegible] do N.A. deverá ser feita com perfur[illegible] ∅.

CLIENTE	COHAB - Companhia de Habitação Popular de Bauru	SP 36
OBRA	Residencial Parque das Camélias (1)	
LOCAL	Bauru - SP	

ESCALA	DATA	DES	ENGº RESP	DES
H/V= 1:100	29/09/87	Jânio		1/28/87



CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL 0.00

Areia fina silto argilosa, fofa, vermelha clara. 3.90

Argila siltosa pouco arenosa, mole, vermelha clara. 5.40

Areia fina silto argilosa, pouco compacta à muito compacta, vermelha clara.

OBS: 1- Os valores de SPT indicados no gráfico correspondem à penetração dos últimos 30 cm do amostrador; exceto quando indicado.

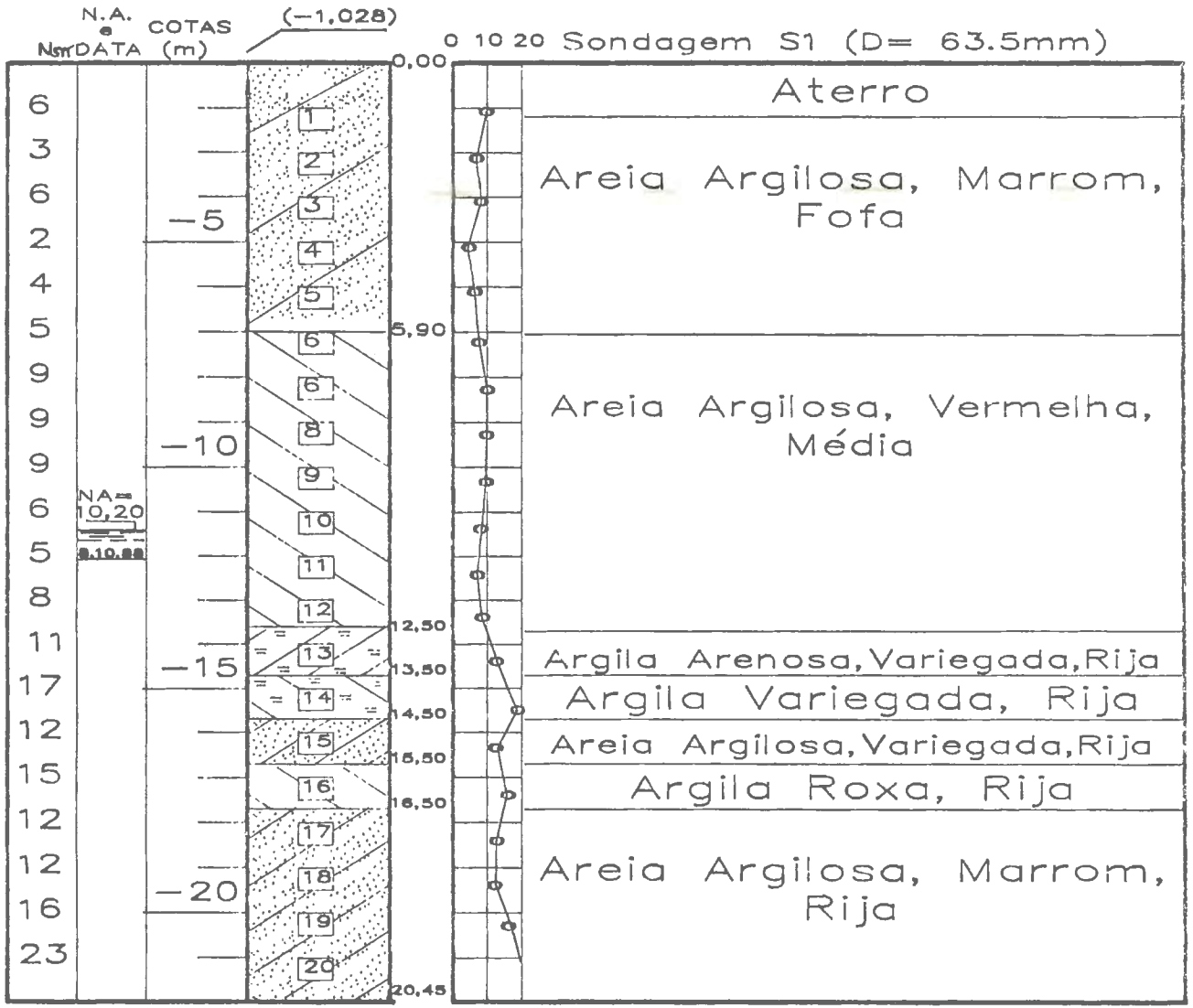
2- Revestimento ø [illegible] mm { ø interno [illegible] mm; ø externo [illegible] mm } { Peso [illegible] Kg; Alt. de queda 75 cm }

3- Profundidade do Revestimento 6.00m — [illegible] ----- [illegible]

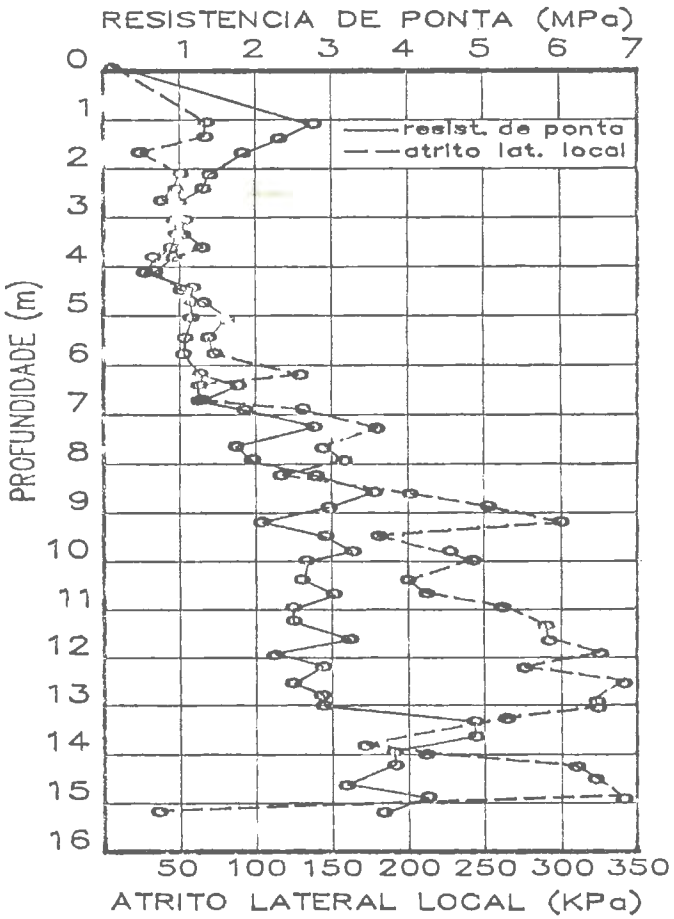
4- A correta verificação do N.A. deverá ser feita [illegible] ø.

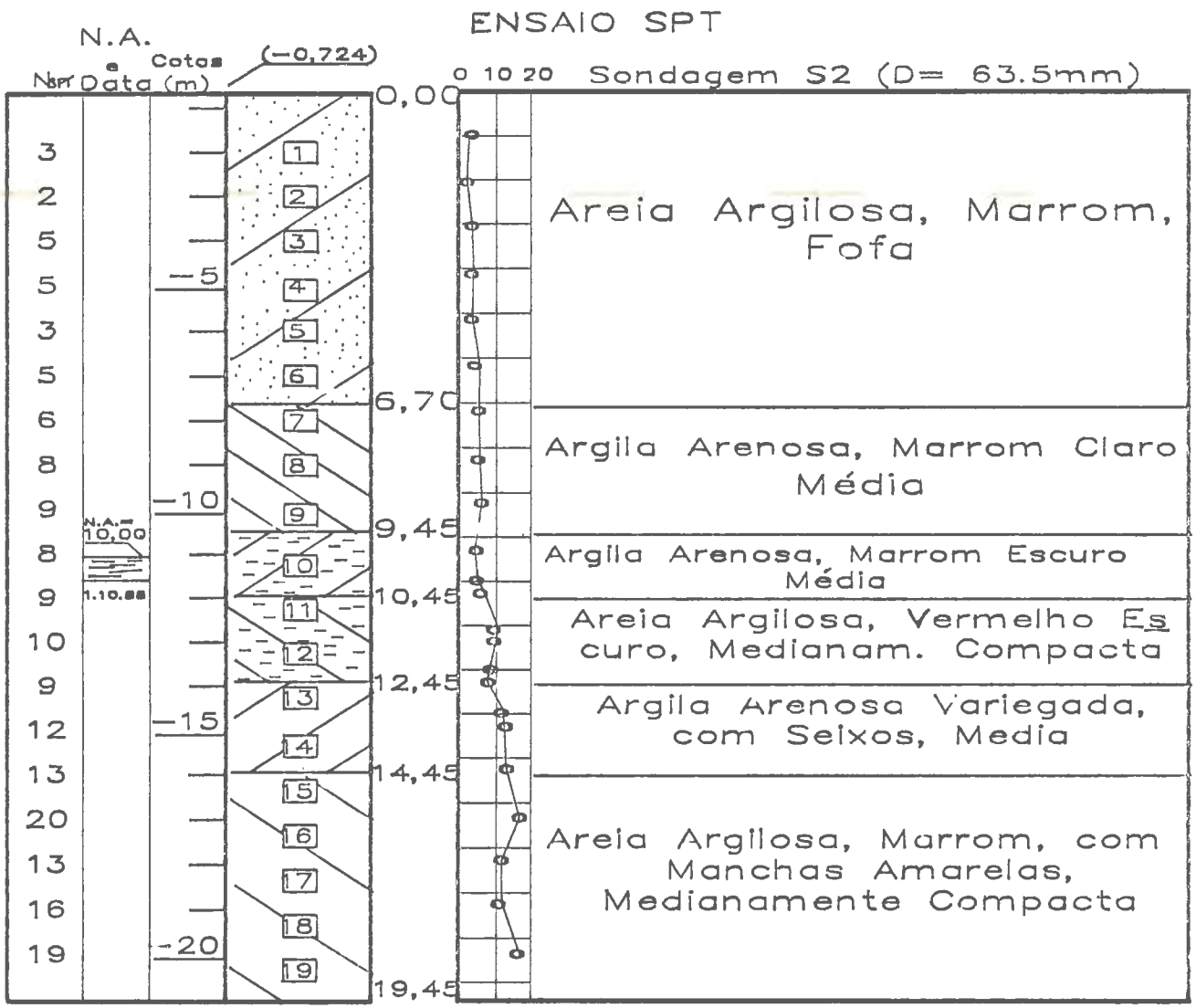
Área Experimental de São Carlos

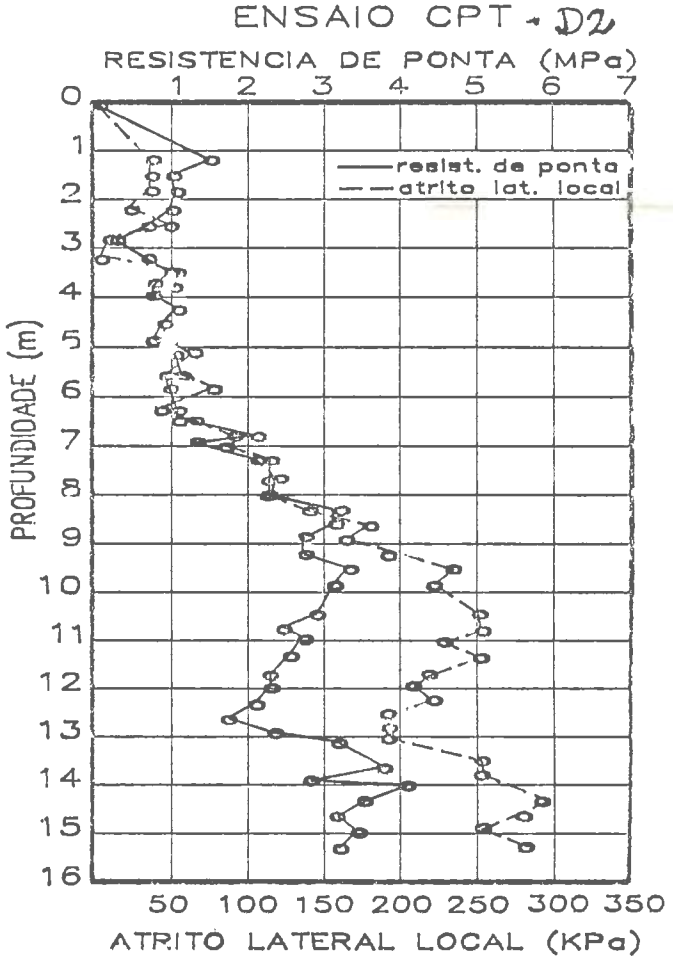
ENSAIO SPT

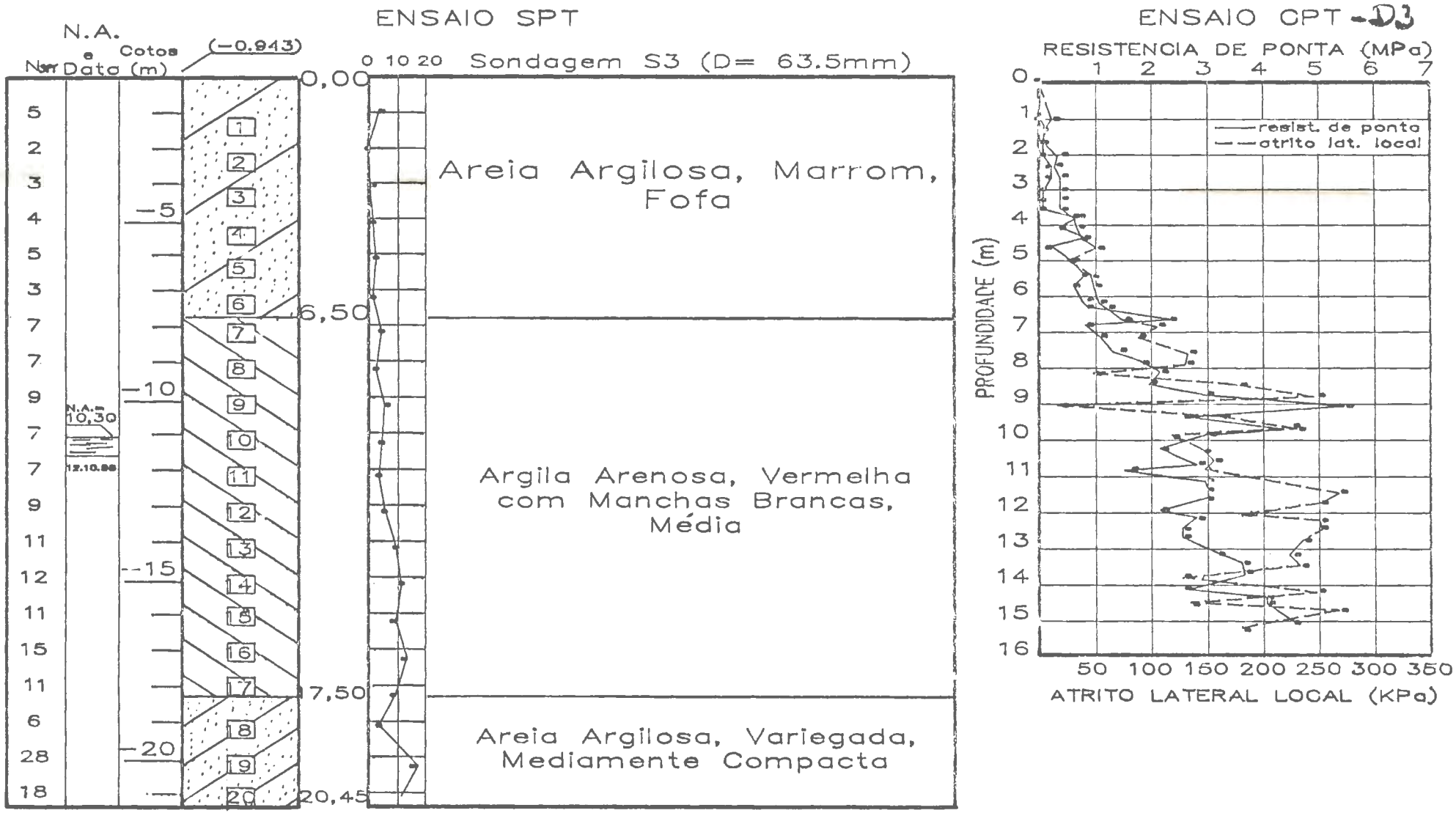


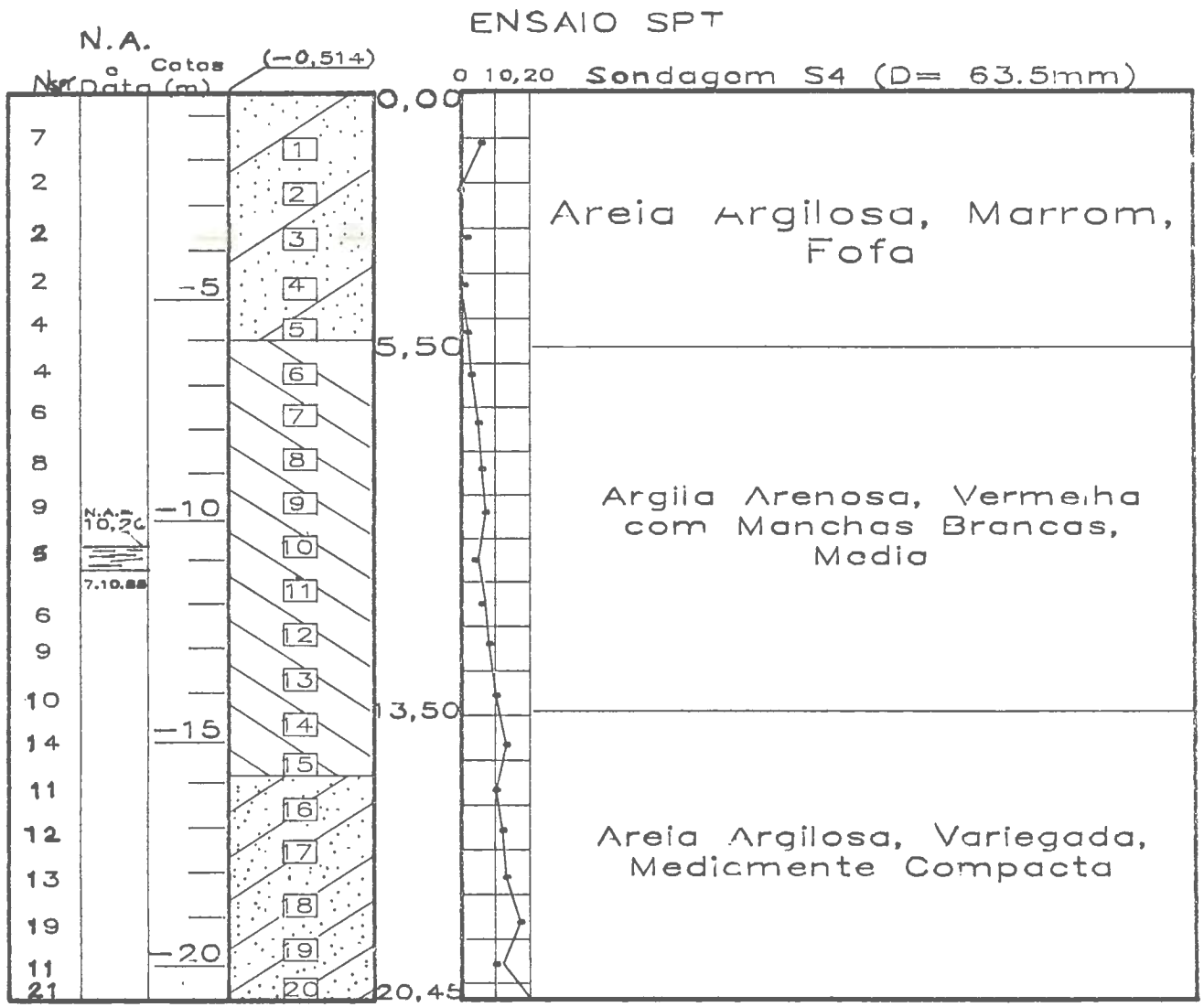
ENSAIO CPT - D1

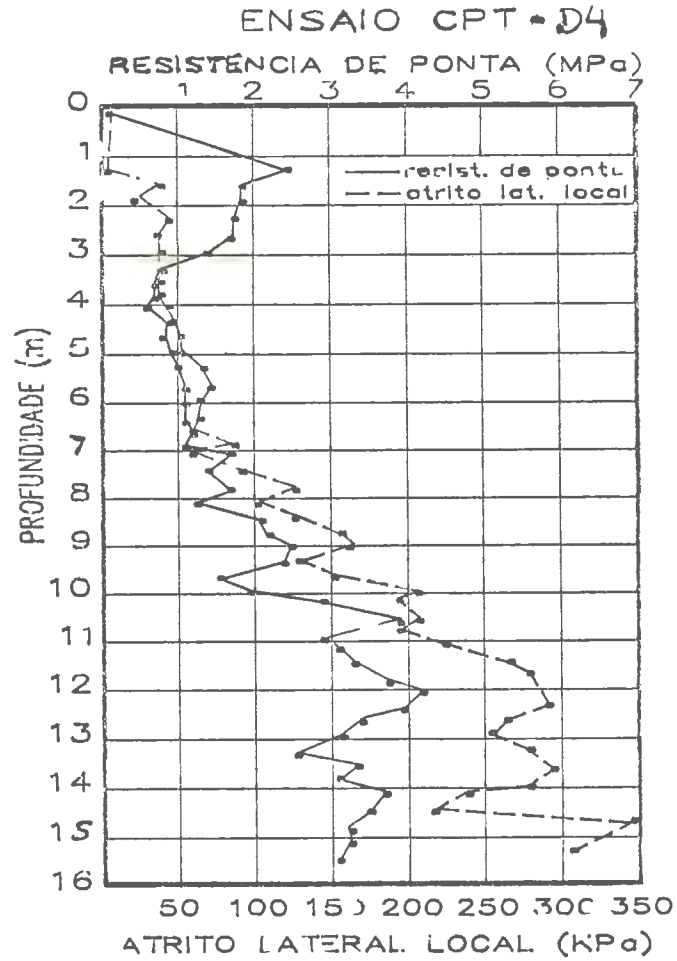


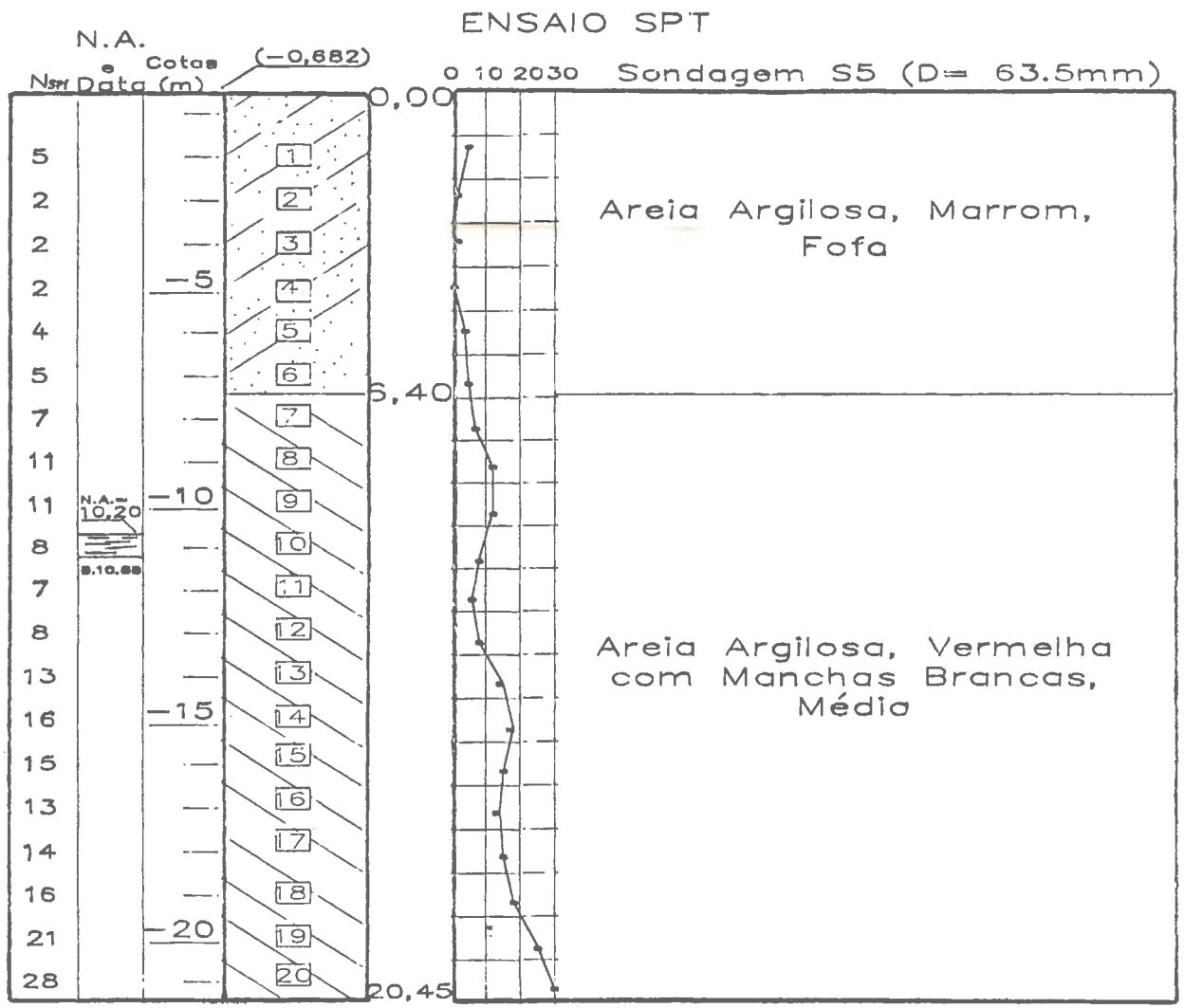

ENSAIO SPT
N.A.
Nspt
Data
Cotas (m)
(−0,724)
0 10 20
Sondagem S2 (D= 63.5mm)
0,00
6,70
9,45
10,45
12,45
14,45
19,45
Areia Argilosa, Marrom, Fofa
Argila Arenosa, Marrom Claro Média
Argila Arenosa, Marrom Escuro Média
Areia Argilosa, Vermelho Escuro, Medianam. Compacta
Argila Arenosa Variegada, com Seixos, Media
Areia Argilosa, Marrom, com Manchas Amarelas, Medianamente Compacta
N.A.= 10,00
1.10.88
−5
−10
−15
−20

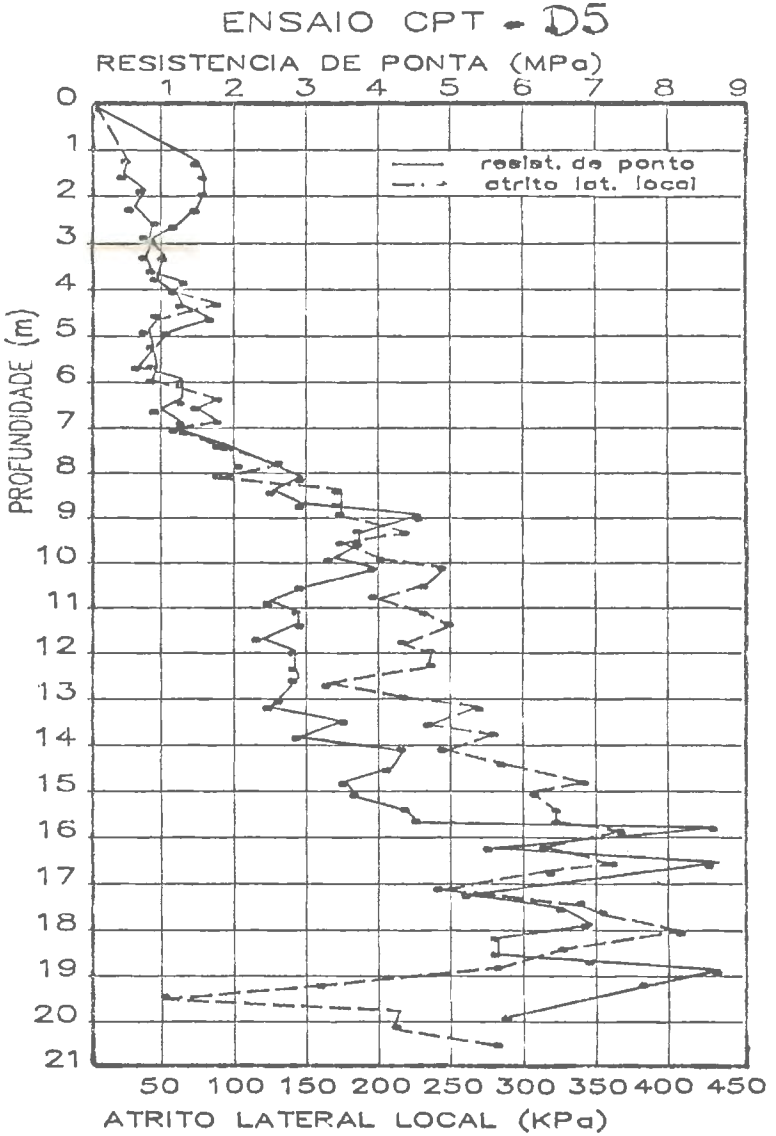

ENSAIO CPT - D2
RESISTENCIA DE PONTA (MPa)
1 2 3 4 5 6 7
resist. de ponta
atrito lat. local
PROFUNDIDADE (m)
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16
50 100 150 200 250 300 350
ATRITO LATERAL LOCAL (KPa)


ENSAIO SPT
N.A.
e
Nº Data
Cotos (m)
(-0.943)
0 10 20
Sondagem S3 (D= 63.5mm)
0,00
6,50
7,50
20,45
-5
-10
-15
-20
N.A.= 10,30
12.10.88
Areia Argilosa, Marrom, Fofa
Argila Arenosa, Vermelha com Manchas Brancas, Média
Areia Argilosa, Variegada, Mediamente Compacta
ENSAIO CPT -D3
RESISTENCIA DE PONTA (MPa)
PROFUNDIDADE (m)
resist. de ponta
atrito lat. local
ATRITO LATERAL LOCAL (KPa)


ENSAIO SPT
N.A.
Data
Cotas (m)
(-0,514)
0 10,20
Sondagem S4 (D= 63.5mm)
0,00
5,50
13,50
20,45
-5
-10
-15
-20
N.A.= 10,20
7.10.88
Areia Argilosa, Marrom, Fofa
Argila Arenosa, Vermelha com Manchas Brancas, Media
Areia Argilosa, Variegada, Medicmente Compacta


ENSAIO CPT - D4
RESISTÊNCIA DE PONTA (MPa)
PROFUNDIDADE (m)
resist. de ponta
atrito lat. local
ATRITO LATERAL LOCAL (KPa)


ENSAIO SPT
N.A.
Cotas
(−0,682)
Nspt
Data
(m)
0 10 20 30
Sondagem S5 (D= 63.5mm)
0,00
Areia Argilosa, Marrom, Fofa
6,40
Areia Argilosa, Vermelha com Manchas Brancas, Média
20,45
N.A.= 10,20
5 2 2 2 4 5 7 11 11 8 7 8 13 16 15 13 14 16 21 28
−5
−10
−15
−20
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20


ENSAIO CPT - D5
RESISTENCIA DE PONTA (MPa)
1 2 3 4 5 6 7 8 9
resist. de ponto
atrito lat. local
PROFUNDIDADE (m)
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21
50 100 150 200 250 300 350 400 450
ATRITO LATERAL LOCAL (KPa)

Área Experimental de Campinas

CLIENTE. Unicamp Universidade Estadual de Campinas — REF SP-4512

LOCAL FEAGRI Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp - Campinas - SP

ESCALA 1:100 | DATA 04.02.91 | DESTº [illegible] | ENGº [illegible] | DES. Nº 33042

SONDAGEM SP.01 — COTA 100,18 metros

REVESTIMENTO ø 63,5 mm

AMOSTRADOR { ø INTERNO. 34,9 mm / ø EXTERNO. 50,8 mm

PESO 65 KG. ALTURA DE QUEDA 75 cm

Cota em relação ao R.N	AMOSTRA	Profundidade da camada (m)	PENETRAÇÃO (golpes/30 cm) S.P.T. Nº DE GOLPES	GRÁFICO 10 20 30 40 50 60 70	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
NÍVEL D'ÁGUA					
100					
	1		1/25		Argila muito arenosa (porosa), muito mole a média, marrom-avermelhado.
	2		2/35		
	3		3/35		
	4		4/35		
95	5		4		Silte argilo-arenoso, marrom-amarelado.
	6	6,30	6		Argila arenosa com concreções, marrom-avermelhado.
		6,50	4		
		9,70	8		Silte areno-argiloso, amarelado (veio concrecionado).
	7	7,00	6		Rijo.
	8		11		
	9		10		
90	10		9		
	11		9		
	12		8		Silte argilo-arenoso, mole a média, variegado (marrom-avermelhado e amarelo). (Solo Residual).
	13		8		
	14		7		
85	15		6		
	16		6		
	17		7		
	18		5		
	19				
80	20	20,45			Limite da Sondagem

*Não Foi Encontrado.

AVANÇO: { TRADO: 0,00 a 15,00 m / LAVAGEM:

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: m

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA
INICIAL. *NFEm em 04.02.91
FINAL. *NFEm em 05.02.91

—— SPT últimos 30 cm
– – – SPT estimado.

CLIENTE Unicamp Universidade Estadual de Campinas — REF SP-4512

LOCAL FEAGRI Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp - Campinas - SP

ESCALA 1:100 | DATA 04.02.91 | DESTº [illegible] | ENGº [illegible] | DES Nº 33043

SONDAGEM SP.02 — COTA 100,427 metros

REVESTIMENTO ø 63,5 mm

AMOSTRADOR { ø INTERNO 34,9 mm / ø EXTERNO 50,8 mm

PESO 65 KG — ALTURA DE QUEDA 75 cm

Cota em relação ao R N / NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRA	Profundidade da camada (m)	PENETRAÇÃO (golpes/30 cm) S.P.T. Nº DE GOLPES	GRÁFICO 10 20 30 40 50 60 70	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
100	1		1/20		Argila muito arenosa (porosa), muito mole a média, marrom-avermelhado.
	2		1/17		
	3		2/32		
	4		4		
95	5		3		
	6	6,30	4		Silte argilo-arenoso, marrom-amarelado (veio concrecionado).
		6,46			
	7		8		Argila areno-siltosa, consistência média, marrom-amarelado e amarela.
	8		8		
	9	9,00	8		Silte argilo-arenoso, consistência média a mole, variegada (marrom-avermelhado e amarela). (Solo Residual).
90	10		10		
	11		8		
	12		10		
	13		8		
	14		9		
85	15		5		
	16		9		
	17		8		
	18	18,30	12		Areia fina e média siltosa, vermelha e amarela. (Solo Residual).
	19	19,00	14		Silte areno-argiloso com mica, medianamente compacta a compacta, variegada (cinza). (Solo Residual).
80	20	20,45	22		Limite da Sondagem

*Não Foi Encontrado.

AVANÇO: { TRADO 0,00 a 20,00 m / LAVAGEM.

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: m

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA
INICIAL *NFEm em 04.02.91
FINAL *NFEm em 06.02.91

—— SPT últimos 30 cm
---- SPT estimado.

CLIENTE. Unicamp Universidade Estadual de Campinas — REF. SP-4512

LOCAL. FEAGRI Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp - Campinas - SP

ESCALA: 1:100 | DATA 08.02.91 | DESTº [illegible] | ENCº [illegible] | DES Nº 33044

SONDAGEM SP.03 — COTA 100,354 metros

REVESTIMENTO: ø 63,5 mm

AMOSTRADOR { ø INTERNO 34,9 mm / ø EXTERNO 50,8 mm

PESO 65 KG. ALTURA DE QUEDA 75 cm

Cota em relação ao R N. / NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRA	Profundidade da camada (m)	Nº DE GOLPES	GRÁFICO 10 20 30 40 50 60 70	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
100	1		1/20		Argila muito arenosa (porosa), muito mole a mole, marrom-avermelhado.
	2		1/45		
	3		1/25		
	4		2		
95	5		4		
	= =	5,50			Silte areno-argiloso, marrom-amarelado. (veio concrecionado).
	= 6	6,00	8		
		6,50			Argila silto-arenosa, consistência média, marrom.
	7		6		Silte argilo-arenoso, médio a rijo, variegado (marrom-avermelhado a amarelado). (Solo Residual).
	8		8		
	9		12		
90	10		14		
	11		14		
	12		12		
	13		9		
	14		15		
85	15		14		
	16	16,20	14		Areia fina e média siltosa, medianamente compacta, vermelha e amarela. (Solo Residual).
	17		26		
	18	18,50	32		Silte argilo-arenoso com mica, compacta a muito compacta, variegada (cinza). (Solo Residual).
	19		17/15		
80	20	20,45	16/05		Limite da Sondagem
					*Não Foi Encontrado.

AVANÇO: { TRADO: 0,00 a 20,00 m / LAVAGEM.

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO. m

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA

INICIAL *NFE m em 06.02.91

FINAL *NFE m em 09.02.91

—— SPT últimos 30 cm

---- SPT estimado.

CLIENTE Unicamp Universidade Estadual de Campinas — REF SP-4512

LOCAL. FEAGRI Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp - Campinas - SP

ESCALA 1:100 | DATA 06.02.91 | DESTE [illegible] | ENGº [illegible] | DES Nº 33045

SONDAGEM SP.04 — COTA 99,948 metros

REVESTIMENTO ø 63,5 mm

AMOSTRADOR { ø INTERNO 34,9 mm / ø EXTERNO 50,8 mm

PESO 65 KG ALTURA DE QUEDA 75 cm

Cota em relação ao R. N / NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRA	Profundidade da camada (m)	PENETRAÇÃO (golpes/30 cm) S. P. T. — Nº DE GOLPES	GRÁFICO (10 20 30 40 50 60 70)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	0		2/32		Argila muito arenosa (porosa), muito mole a média, marrom-avermelhado.
	1		2/40		
	2		2/32		
	3		2/35		
	4		3/33		
95	5		5		
	6		7		
	7	7,60	6		Argila silto-arenosa, consistência média a rija, variegada (marrom-avermelhado e amarela).
	8		10		
	9		13		
90	10		18		
	11	11,00	20		Silte argilo-arenoso, duro a médio, variegado (marrom-avermelhado e cinza). (Solo Residual).
	12		7		
	13		7		
	14		9		
85	15		10		
	16	16,40	18		Silte arenoso com mica, compacto, variegado (marrom e cinza). (Solo Residual).
	17		21		
	18		21		
	19		25		
80	20	20,00 / 20,30	20/15		Areia média, fina e grossa siltosa com veios de pedregulhos em decomposição, muito compacta, cinza-claro. (Solo Residual).

Limite da Sondagem

*Não Foi Encontrado.

AVANÇO: { TRADO: 0,00 a 20,00 m / LAVAGEM:

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: m

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA
INICIAL *NFE m em 04.02,91
FINAL *NFE m em 07.02.91

—— SPT últimos 30 cm
---- SPT estimado.

CLIENTE: Unicamp Universidade Estadual de Campinas — REF. SP-4512

LOCAL: FEAGRI Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp - Campinas - SP

ESCALA: 1:100 | DATA: 08.02.91 | DESTº | ENGº: | DES. Nº 33046

SONDAGEM SP.05 — COTA 99,957 metros

REVESTIMENTO: ø 63,5 mm

AMOSTRADOR: ø INTERNO: 34,9 mm; ø EXTERNO: 50,8 mm

PESO 65 KG. ALTURA DE QUEDA 75 cm

Cota em relação ao R. N. / NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRA	Profundidade da camada (m)	Nº DE GOLPES	PENETRAÇÃO: (golpes/30 cm) S. P. T. GRÁFICO 10 20 30 40 50 60 70	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	1		1/15		Argila muito arenosa (porosa), muito mole a mole, marrom-avermelhado.
	2		1/60		
	3		1		
	4		2/20		
	5		4		
95	6		3		
	7	6,50	5		
	=	6,70			Silte areno-argiloso, marrom-amarelado (veio concrecionado).
	8		6		Argila silto-arenosa, consistência média, marrom-amarelado.
	=	7,60			
	9		8		
	10		10		
90	11		7		Silte argilo-arenoso, médio a rijo, variegado (marrom-avermelhado e amarelado). (Solo Residual).
	12		8		
	13		11		
	14		9		
	15		12		
85	16		9		
	17		12		
	18		11		
	19		14		
	20		15		
80	21		11		
	22		16		
	23	21,80	31		Silte areno-argiloso com mica, medianamente compacta a compacta, variegado (cinza). (Solo Residual).
	24		32		
	25		39/25		
75	26		38		
		25,45			Limite da Sondagem

AVANÇO: TRADO: 0,00 a 20,00 m; LAVAGEM: 20,00 a 25,45 m

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 20,70 m

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA
INICIAL: *NFE m em 05.02.91
FINAL: *NFE m em 09.02.91

——SPT últimos 30 cm
– – SPT estimado.

CLIENTE: Unicamp Universidade Estadual de Campinas — REF SP-4512

LOCAL: Feagri Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp - Campinas - SP

ESCALA: 1:100 | DATA: 15.02.91 | DESTE [illegible] | ENGº [illegible] | DES. Nº 33047

SONDAGEM SP.06 — COTA 99,386 metros

REVESTIMENTO ø 63,5 mm

AMOSTRADOR { ø INTERNO: 34,9 mm / ø EXTERNO. 50,8 mm

PESO 65 KG. ALTURA DE QUEDA 75 cm

Cota em relação ao R N. / NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRA	Profundidade da camada (m)	Nº DE GOLPES	PENETRAÇÃO. (golpes/30 cm) S. P. T. GRÁFICO 10 20 30 40 50 60 70	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	0		1		Argila muito arenosa (porosa), muito mole a mole, marrom-avermelhado.
	1		2/40		
	2		2		
	3		4		
95	4		5		
	5		4		
	6	6,00	6		Silte muito arenoso pouco argiloso, pouco compacto, variegado (marrom-avermelhado).
	7	7,00	6		Argila silto-arenosa, consistência média, marrom-avermelhado e amarela.
	8	8,00	7		
90	9		7		
	10		8		
	11		9		Silte argilo-arenoso, consistência média a dura, variegado (marrom-avermelhado a amarelado). (Solo Residual).
	12		10		
	13		10		
85	14		10		
	15		8		
	16		7		
	17		8		
	18		10		
80	19		10		
	20	20,45	25		Limite da Sondagem

*Não Foi Encontrado.

AVANÇO: { TRADO: 0,00 a 20,00 m / LAVAGEM:

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO. m

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA
INICIAL: *NFE m em 13.02.91
FINAL: *NFE m em 16.02.91

——— SPT últimos 30 cm
---- SPT estimado.

CLIENTE: Unicamp› Universidade Estadual de Campinas — REF SP-4512

LOCAL: FEAGRI Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp - Campinas - SP

ESCALA 1:100 | DATA 15.02.91 | DESTª [illegible] | ENGº [illegible] | DES. Nº 33048

SONDAGEM SP.07 — COTA 99,343 metros

REVESTIMENTO ø 63,5 mm

AMOSTRADOR { ø INTERNO. 34,9 mm / ø EXTERNO: 50,8 mm

PESO 65 KG. ALTURA DE QUEDA 75 cm

Cota em relação ao R. N. / NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRA	Profundidade da camada (m)	PENETRAÇÃO: (golpes/30 cm) S. P. T. — Nº DE GOLPES	GRÁFICO (10 20 30 40 50 60 70)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	0		1/25		Argila muito arenosa (porosa), muito mole a mole, marrom-avermelhado.
	1		1		
	2		1/25		
	3		2		
95	4		4		
	5		3		
	6	6,00	5		Areia fina e média argilo-siltosa, pouco compacta, marrom-amarelado. (veio concrecionado).
		6,50			Argila silto-arenosa, consistência média a mole, variegada (marrom-avermelhado).
	7		6		
	8		5		
90	9	9,00	7		Silte argilo-arenoso, consistência média a rija, variegado (marrom-avermelhado e amarelo). (Solo Residual).
	10		9		
	11		10		
	12		9		
	13		9		
85	14		9		
	15		11		
	16		6		
	17		7		
	18		9		
80	19		14		
	20	20,45	14		Limite da Sondagem

*Não Foi Encontrado.

AVANÇO: { TRADO: 0,00 a 20,00 m / LAVAGEM.

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: m

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA
INICIAL: *NFEm em 13.02.91
FINAL: *NFEm em 16.02.91

—— SPT últimos 30 cm
--- SPT estimado.

CLIENTE Unicamp Universidade Estadual de Campinas — REF SP-4512

LOCAL FEAGRI Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp - Campinas - SP

ESCALA: 1:100 | DATA. 15.02.91 | DEST? [illegible] | ENGº [illegible] | DES. Nº 33049

SONDAGEM SP.08 — COTA 99,348 metros

REVESTIMENTO ø 63,5 mm

AMOSTRADOR { ø INTERNO 34,9 mm / ø EXTERNO. 50,8 mm

PESO 65 KG — ALTURA DE QUEDA. 75 cm

Cota em relação ao R N / NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRA	Profundidade da camada (m)	Nº DE GOLPES	PENETRAÇÃO (golpes/30 cm) S. P. T. GRÁFICO 10 20 30 40 50 60 70	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	0		1/15		Argila muito arenosa (porosa), muito mole a mole, marrom-avermelhado.
	1		1/25		
	2		1/25		
	3		2		
95	4		2		
	5		5		
	6	6,00	8		Areia fina e média argilo-siltosa, pouco compacta, marrom-amarelado. (veio concrecionado).
	7	6,50	4		
	8		6		
90	9		7		Silte argilo-arenoso, mole a duro, variegado (marrom-avermelhado a amarelado). (Solo Residual).
	10		7		
	11		9		
	12		10		
	13		8		
85	14		8		
	15		8		
	16		28		
	17		30		
	18		29		
	19	18,60	35/25		Areia fina, média e grossa siltosa, muito compacta, variegada (cinza-claro). (Solo Residual).
80	20	20,27	20/12		Limite da Sondagem

*Não Foi Encontrado.

AVANÇO: { TRADO: 0,00 a 20,00 m / LAVAGEM.

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: m

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA
INICIAL *NFE m em 13.02.91
FINAL *NFE m em 16.02.91

—— SPT últimos 30 cm
--- SPT estimado.

A N E X O 2

CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO E ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS REALIZADOS

Curvas Tensão - Deformação e Envoltórias de Resistência dos Ensaios Triaxiais Realizados

Para cada amostra ensaiada, as curvas tensão desvio ($\sigma 1 - \sigma 3$) versus deformação axial específica (εa) e pressão neutra (U) versus deformação axial específica (εa) são apresentadas num único gráfico, utilizando a mesma representação gráfica para cada uma das três tensões confinantes ($\sigma 3$) de ensaio.

Em conjunto com este gráfico é apresentado um outro, onde tem-se os círculos de Mohr, em termos de tensões totais e de tensões efetivas, e as respectivas envoltórias de resistência.

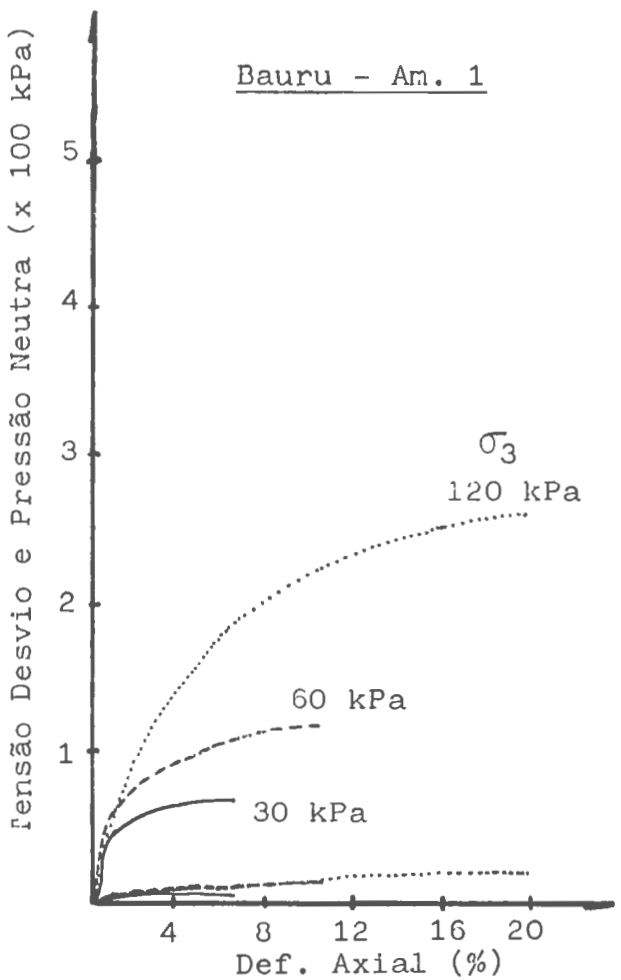
A representação gráfica adotada em todos os gráficos é:

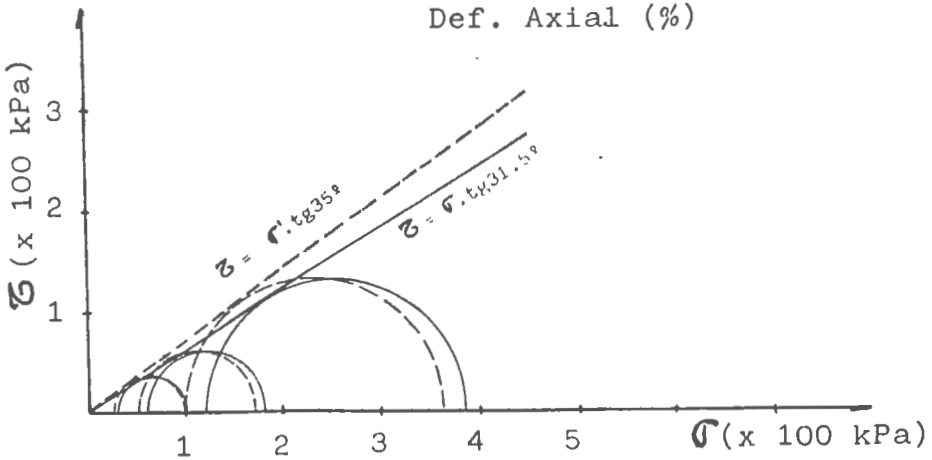
Para as curvas tensão x deformação ====>
- ..... Maior $\sigma 3$
- - - - - - - $\sigma 3$ Intermediário
- ——— Menor $\sigma 3$

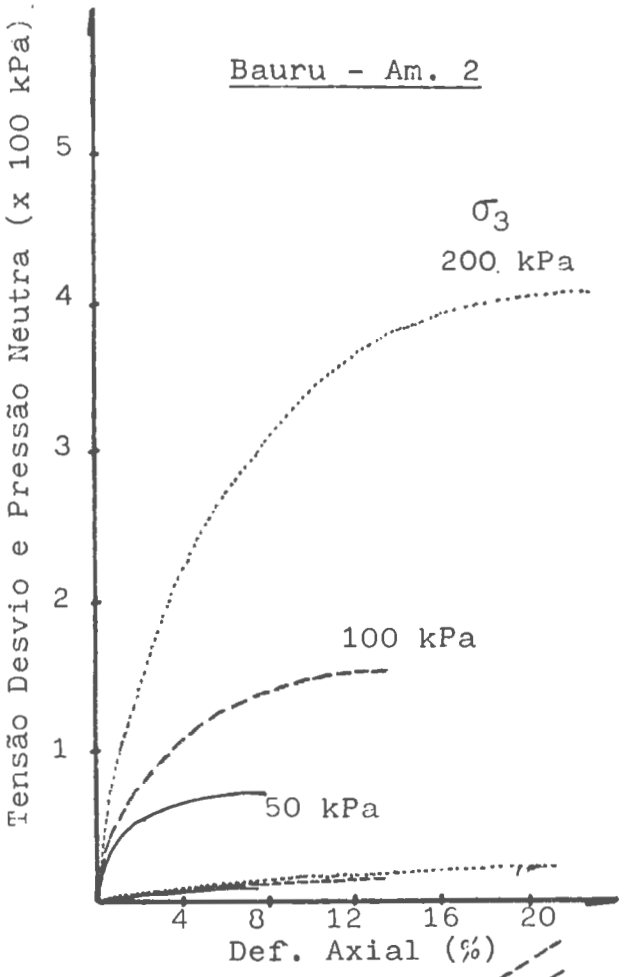
Para as envoltórias de resistência ====>
- ——— Tensões Totais
- - - - - - Tensões Efetivas

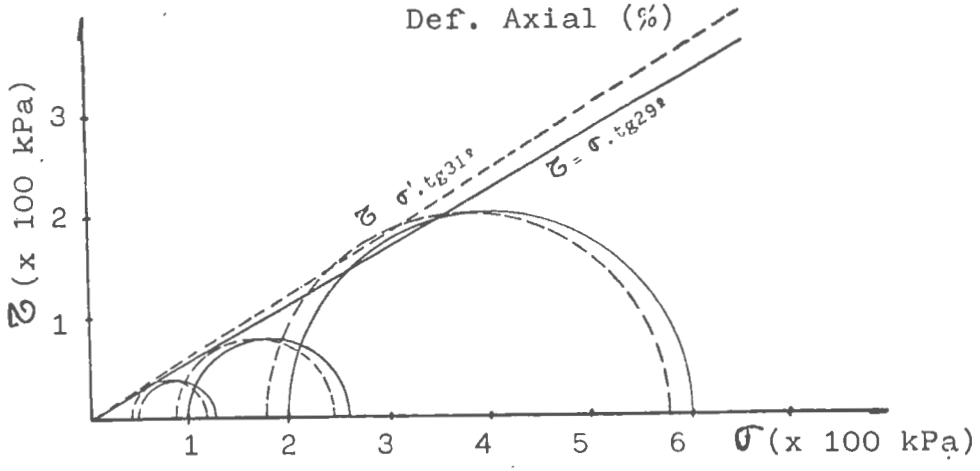
EESC-USP Biblioteca Campus de S. Carlos

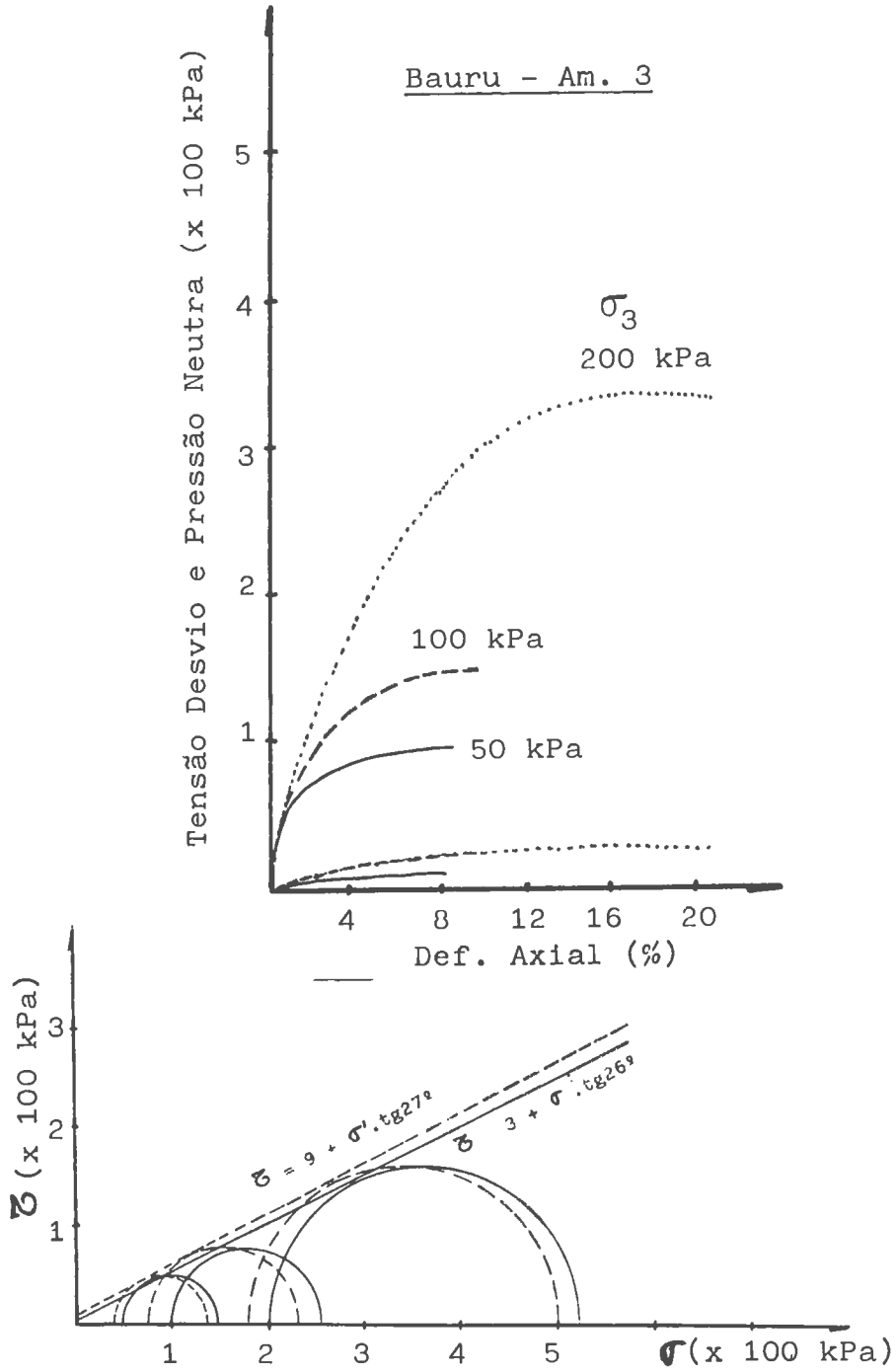
Área Experimental de Bauru

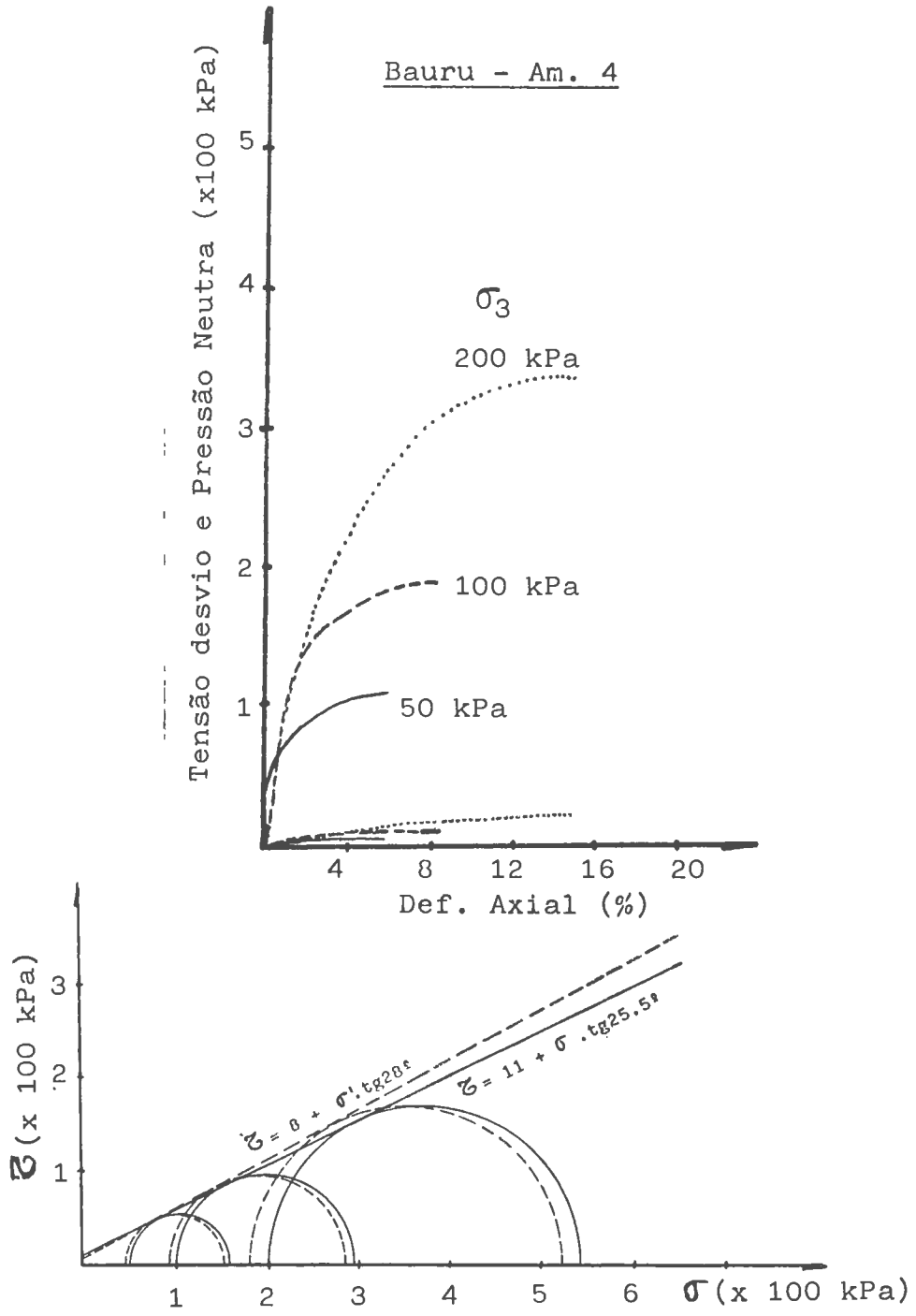

Bauru - Am. 1
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
1
2
3
4
5
σ3
120 kPa
60 kPa
30 kPa
4
8
12
16
20
Def. Axial (%)

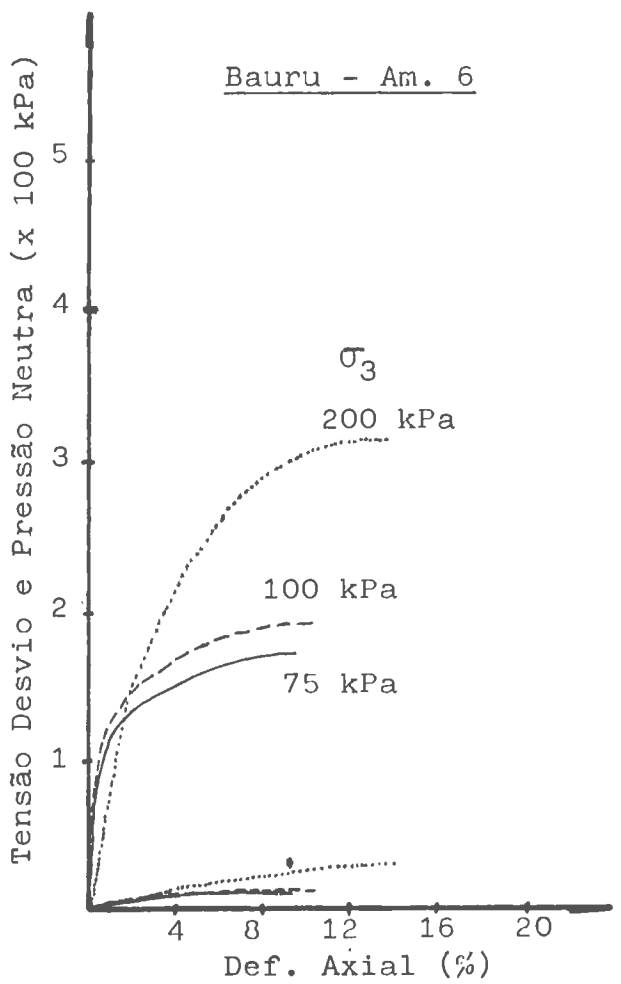

τ (x 100 kPa)
1
2
3
τ = c'.tg35°
τ = σ.tg31.5°
1
2
3
4
5
σ (x 100 kPa)

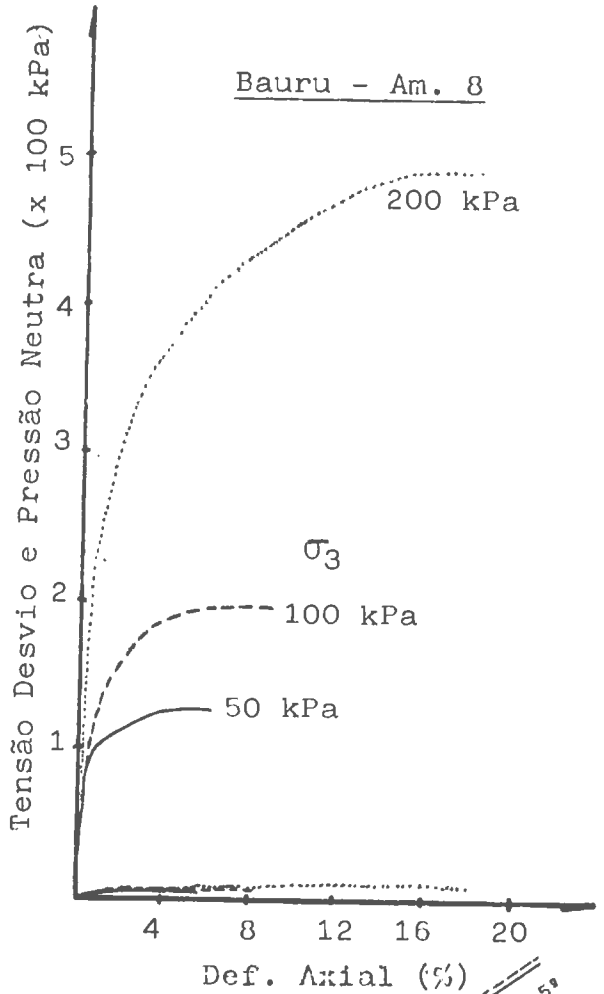

Bauru - Am. 2
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
1
2
3
4
5
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
4
8
12
16
20
Def. Axial (%)

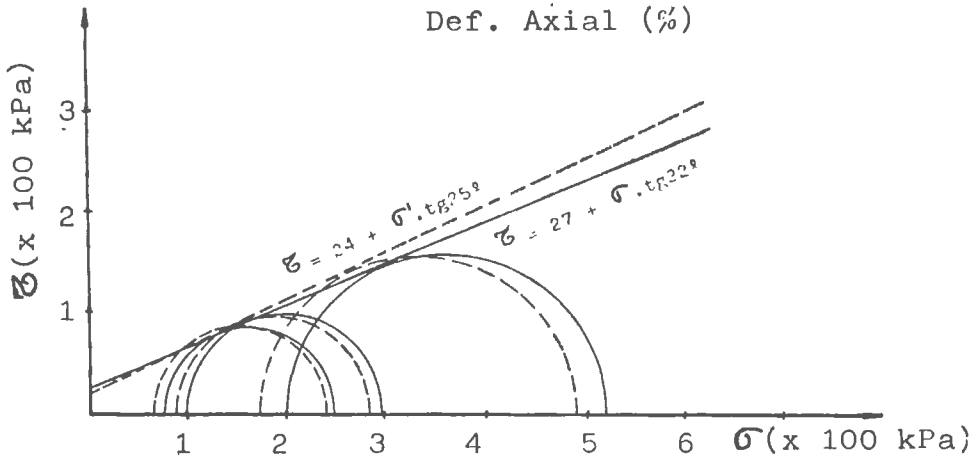

τ (x 100 kPa)
1
2
3
τ = c'.tg31°
τ = σ.tg29°
1
2
3
4
5
6
σ (x 100 kPa)

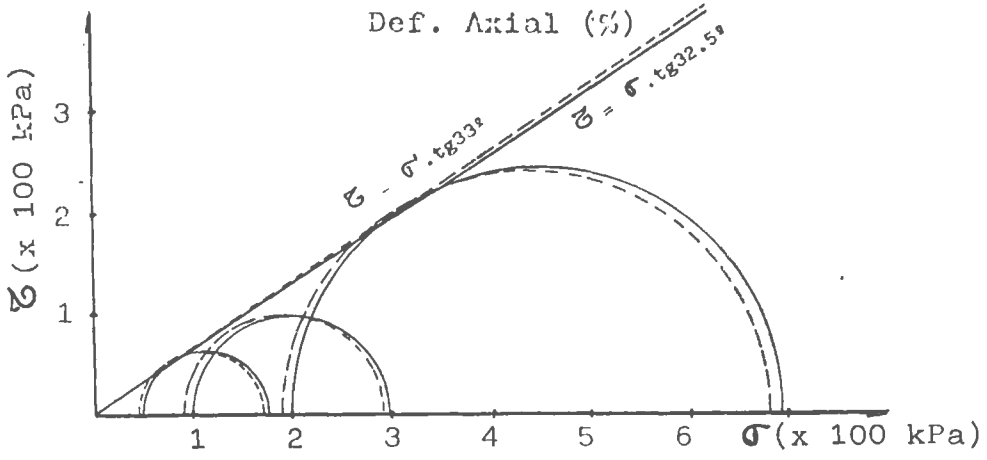

Bauru - Am. 3
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
τ = 9 + σ'.tg27°
τ = 3 + σ'.tg26°
σ (x 100 kPa)

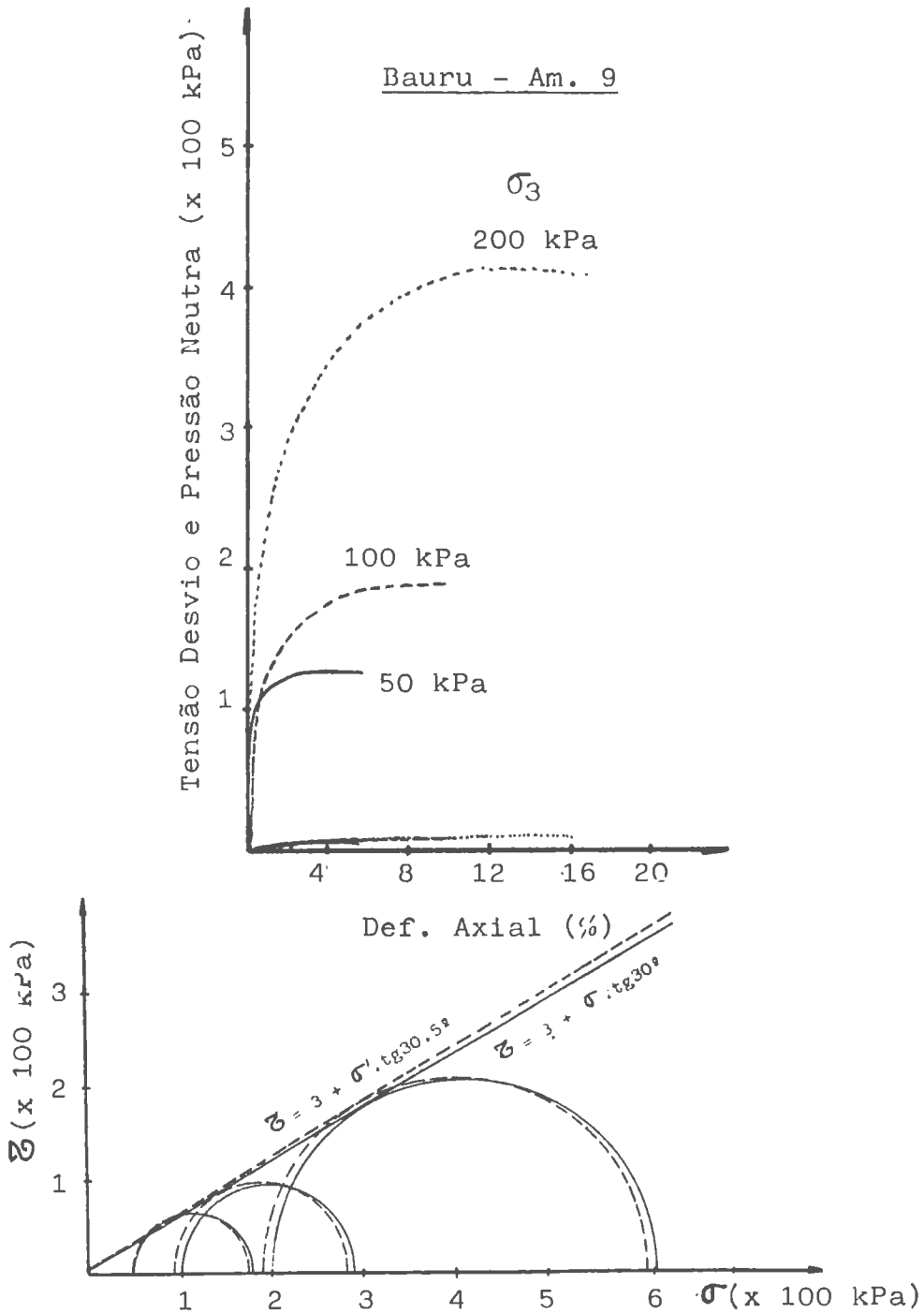

Bauru - Am. 4
Tensão desvio e Pressão Neutra (x100 kPa)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
τ = 8 + σ'.tg28°
τ = 11 + σ.tg25.5°
σ (x 100 kPa)

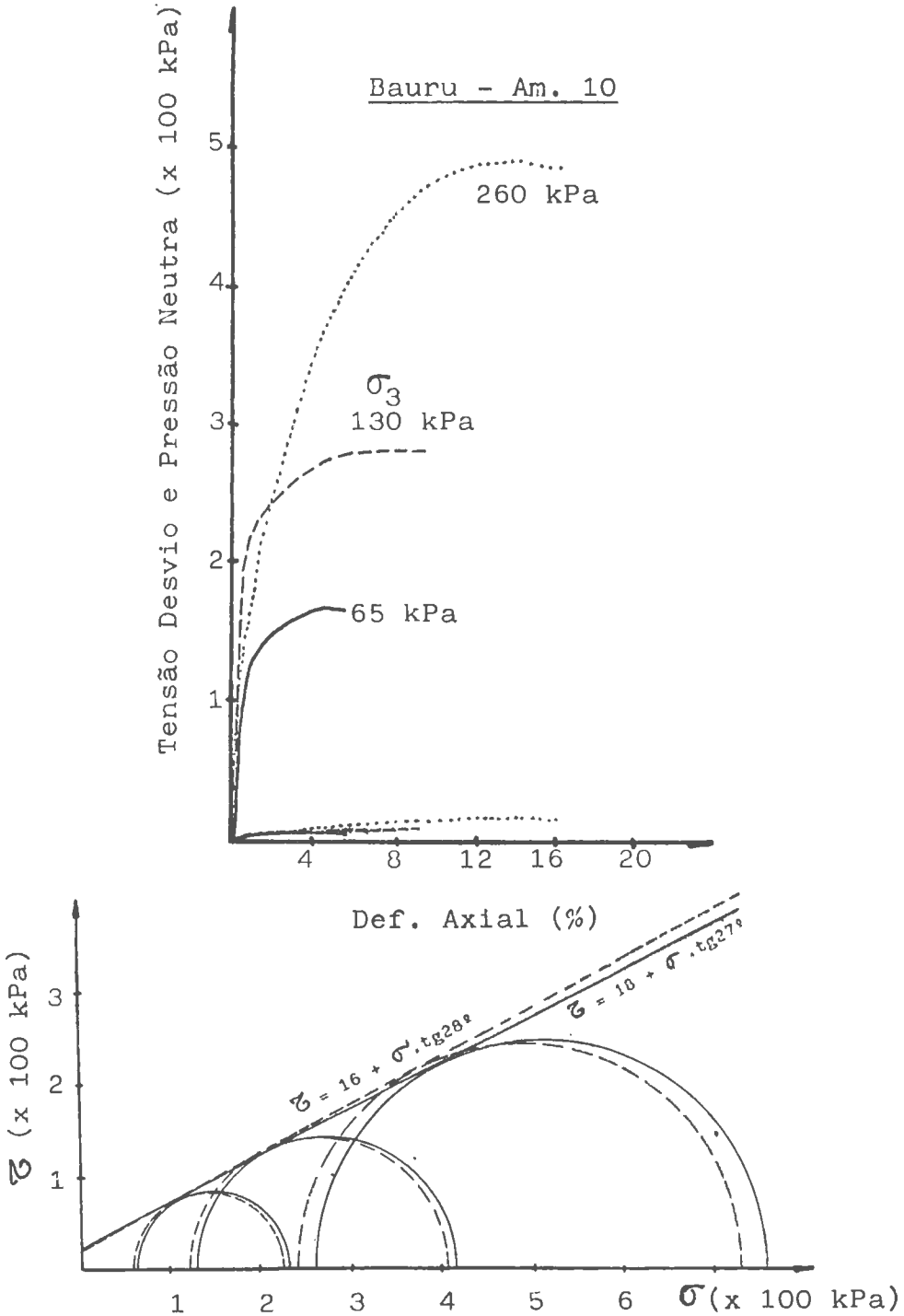

Bauru - Am. 6
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
Def. Axial (%)
σ3
200 kPa
100 kPa
75 kPa
1
2
3
4
5
4
8
12
16
20


Bauru - Am. 8
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
Def. Axial (%)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
1
2
3
4
5
4
8
12
16
20

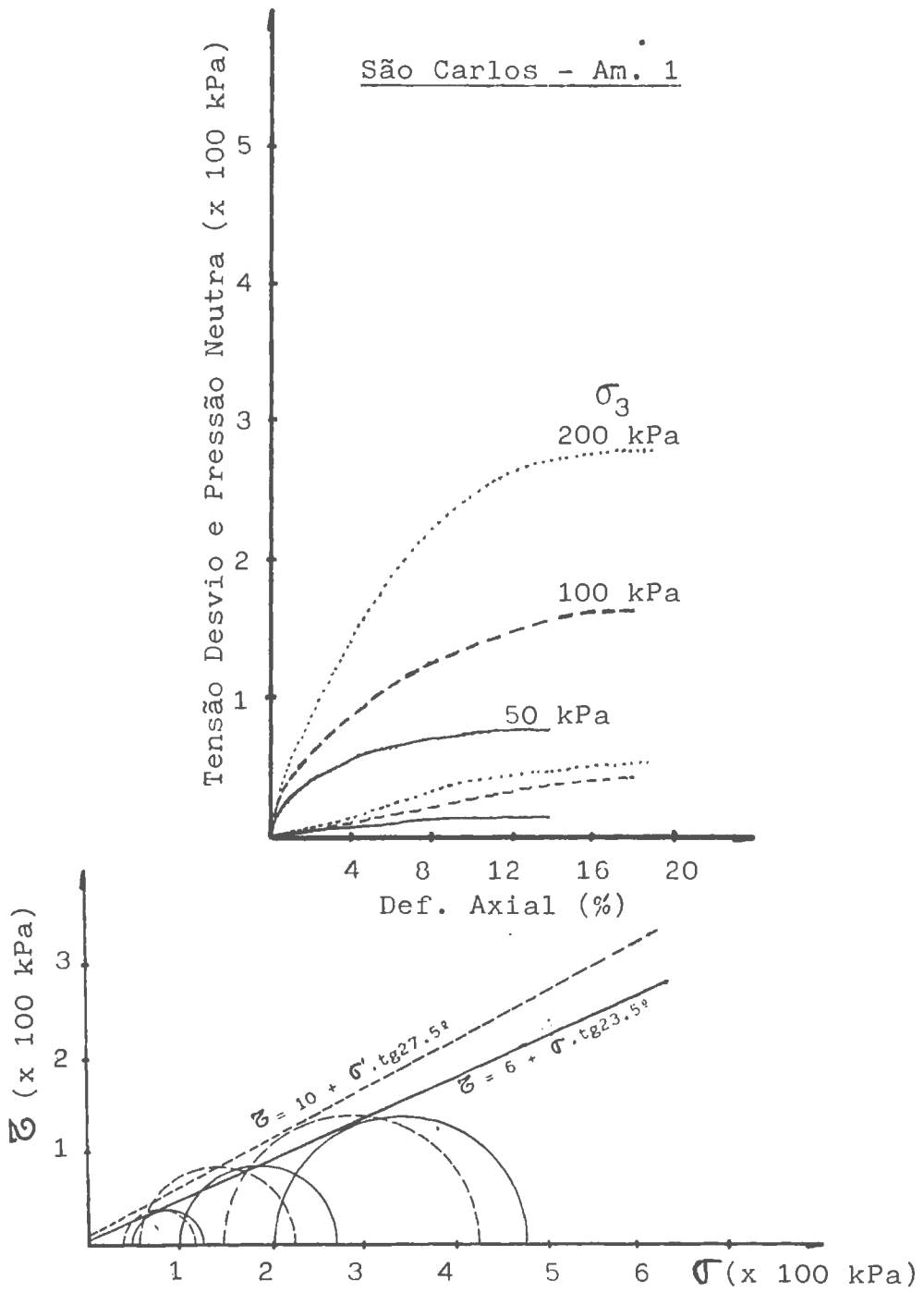

τ(x 100 kPa)
σ(x 100 kPa)
τ = 24 + σ'.tg25°
τ = 27 + σ.tg32°
1
2
3
4
5
6

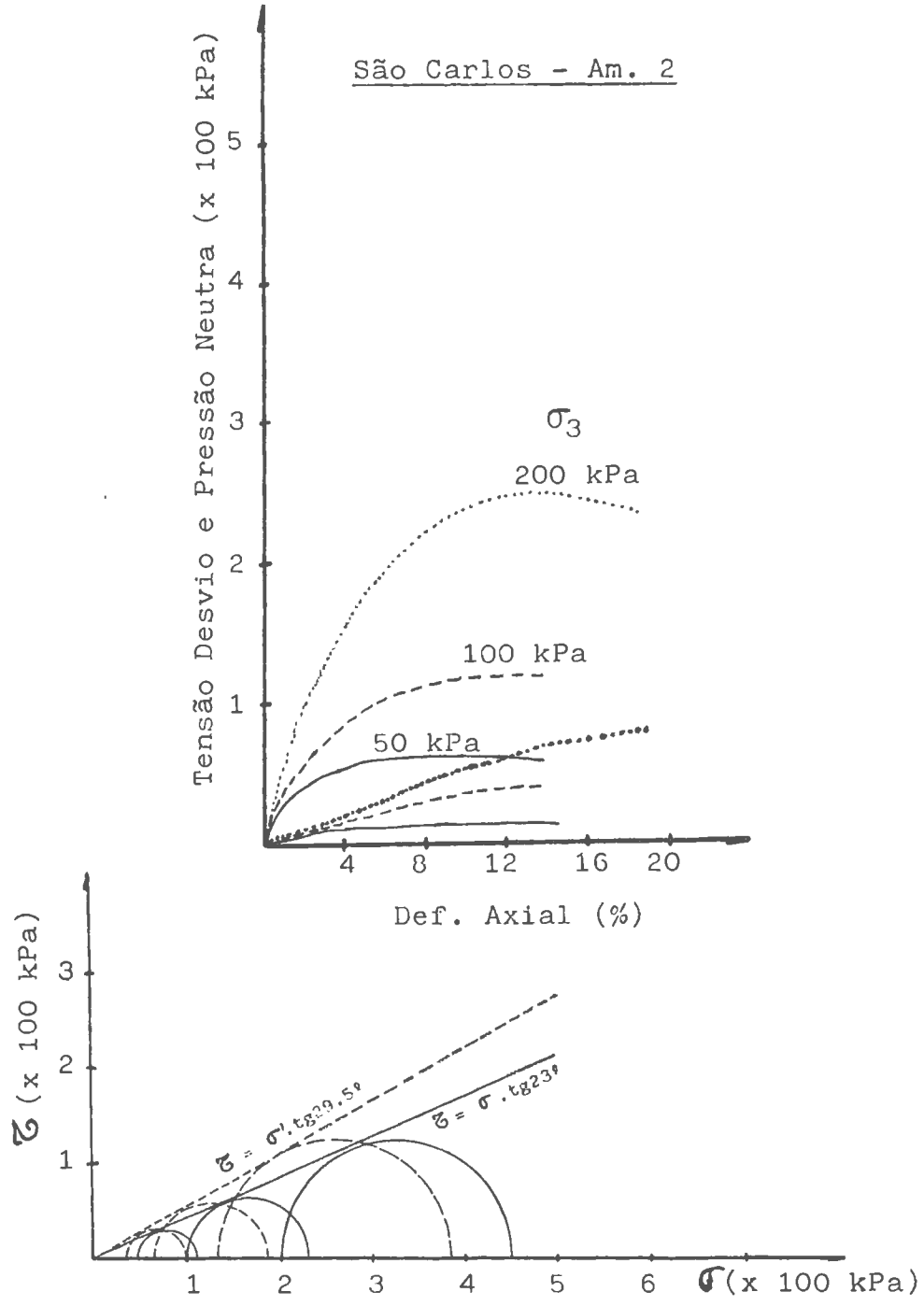

τ(x 100 kPa)
σ(x 100 kPa)
τ = σ'.tg33°
τ = σ.tg32.5°
1
2
3
4
5
6

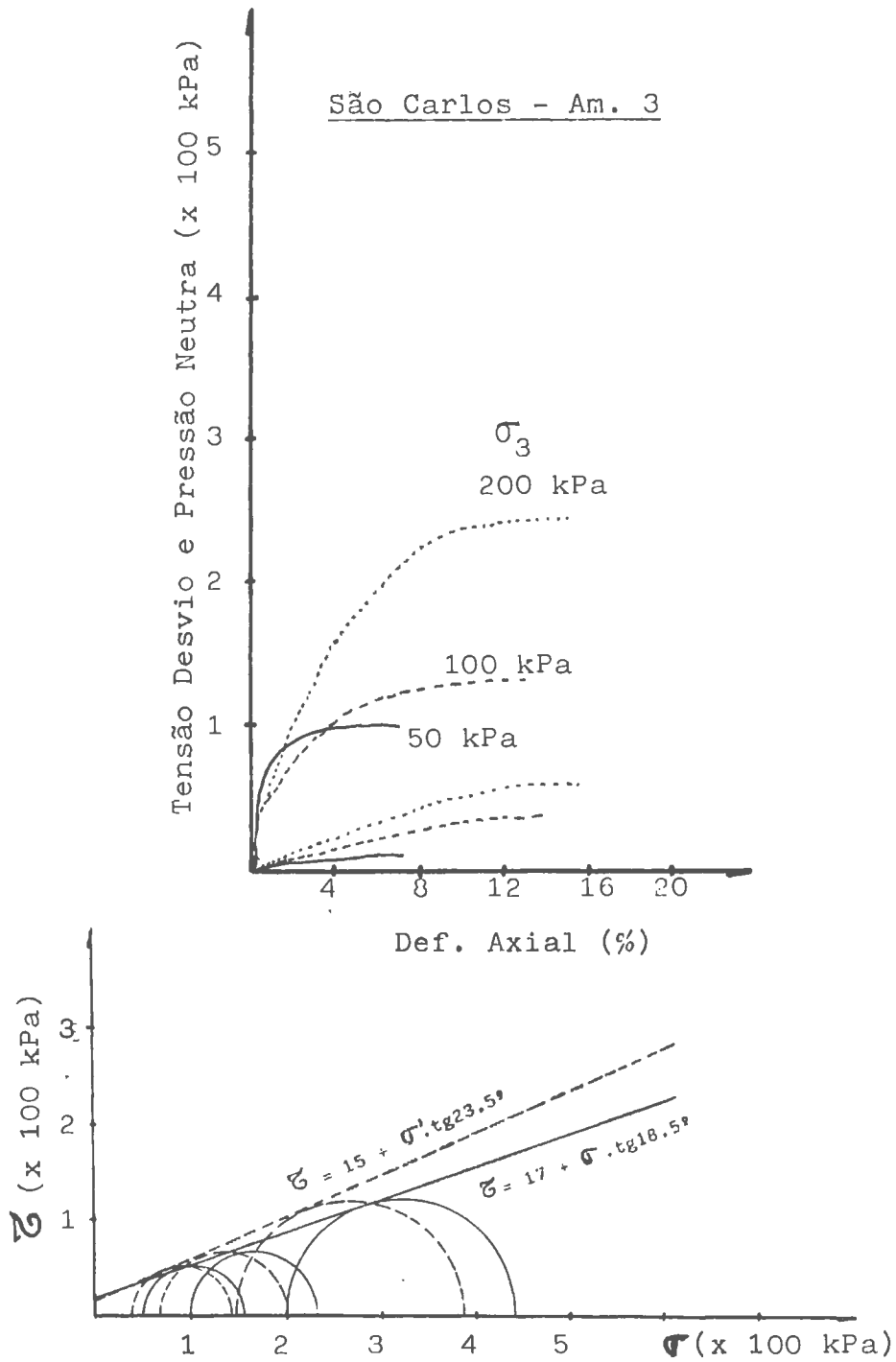

Bauru - Am. 9
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
τ = 3 + σ'.tg30.5°
τ = 3 + σ.tg30°
σ (x 100 kPa)

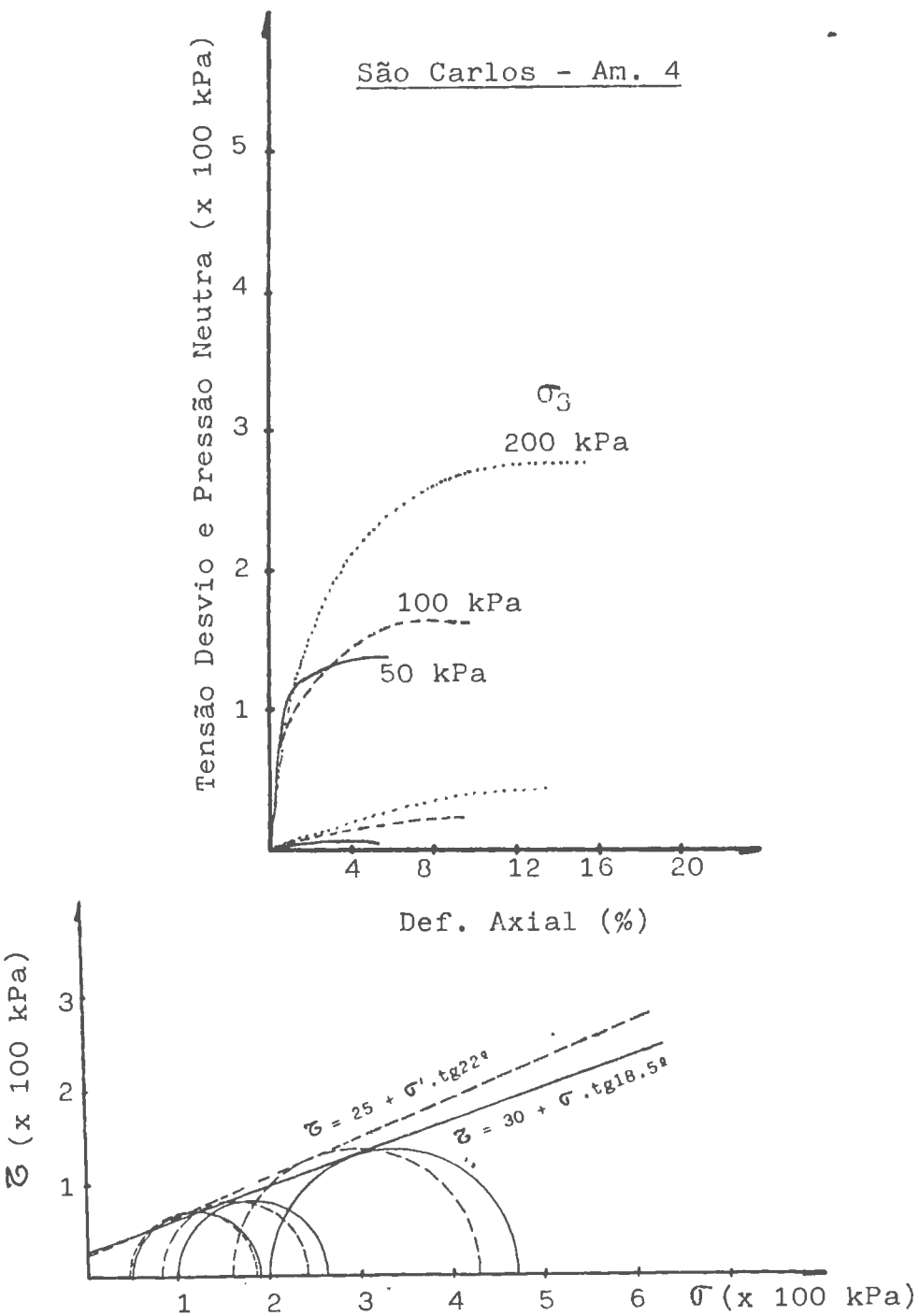

Bauru - Am. 10
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
260 kPa
σ3
130 kPa
65 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
τ = 16 + σ'.tg28°
τ = 16 + σ.tg27°
σ (x 100 kPa)

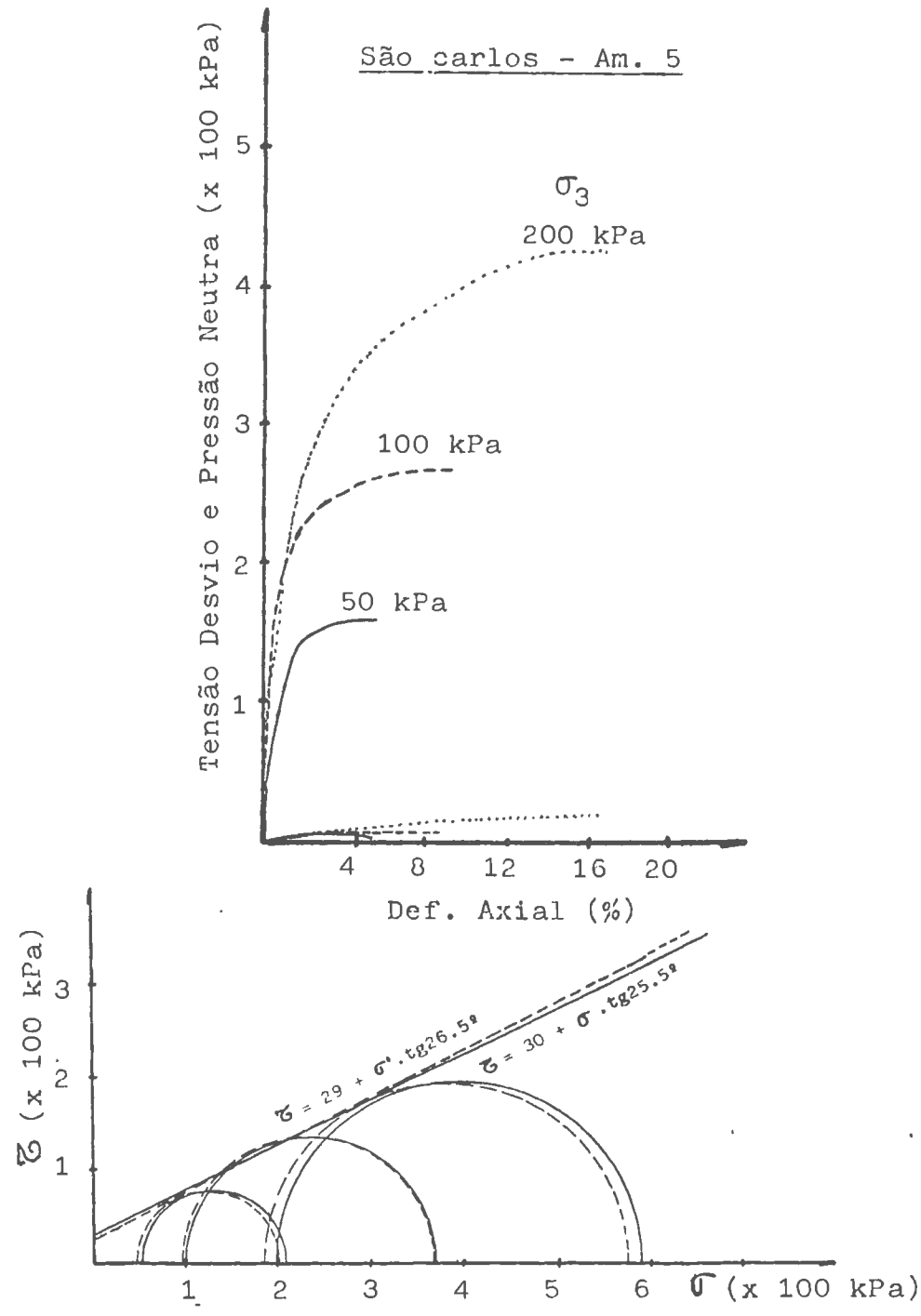
Área Experimental de São Carlos


São Carlos - Am. 1
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
σ (x 100 kPa)
τ = 10 + σ'.tg27.5°
τ = 6 + σ.tg23.5°

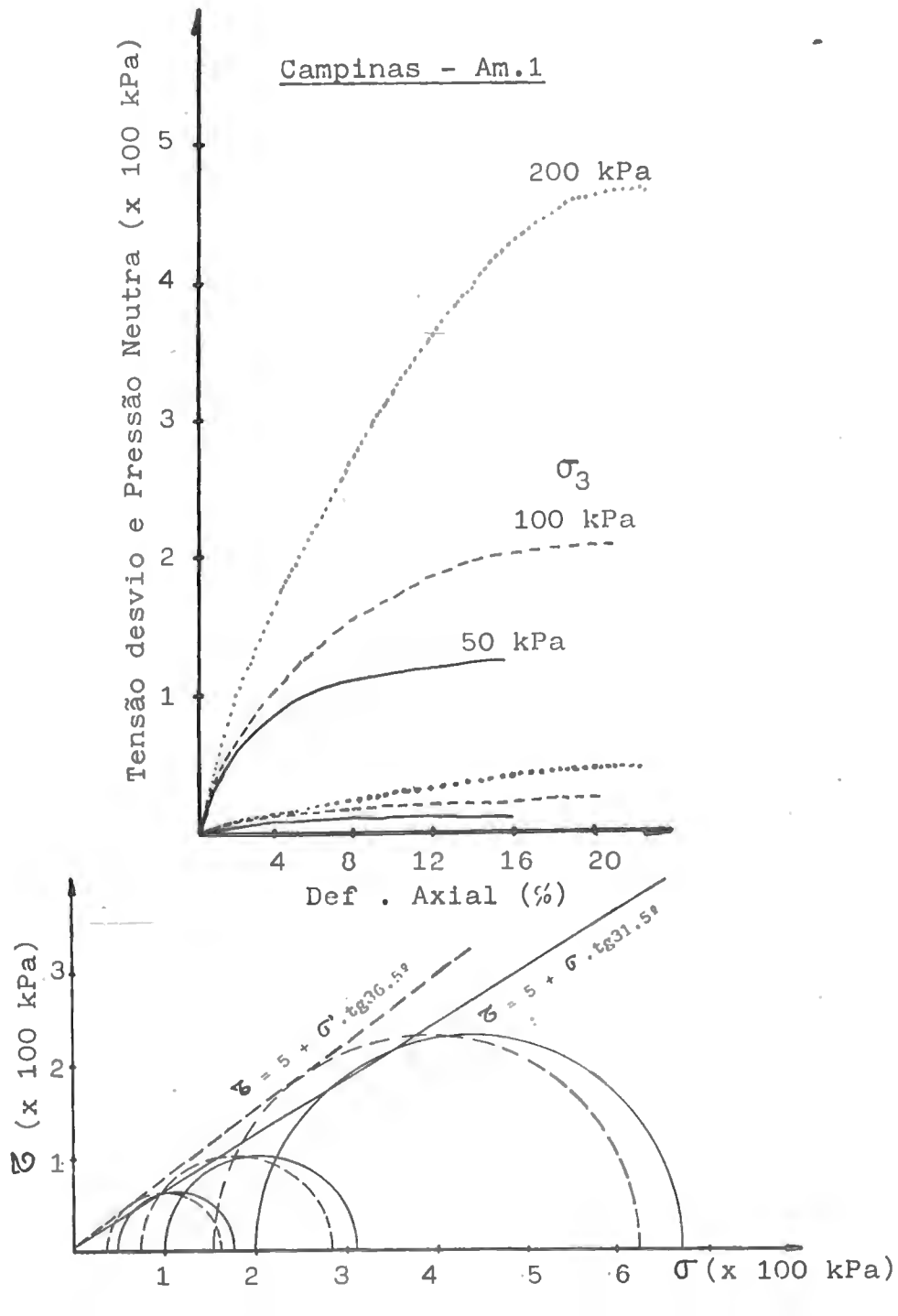

São Carlos - Am. 2
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
σ (x 100 kPa)
τ = σ'.tg29.5°
τ = σ.tg23°

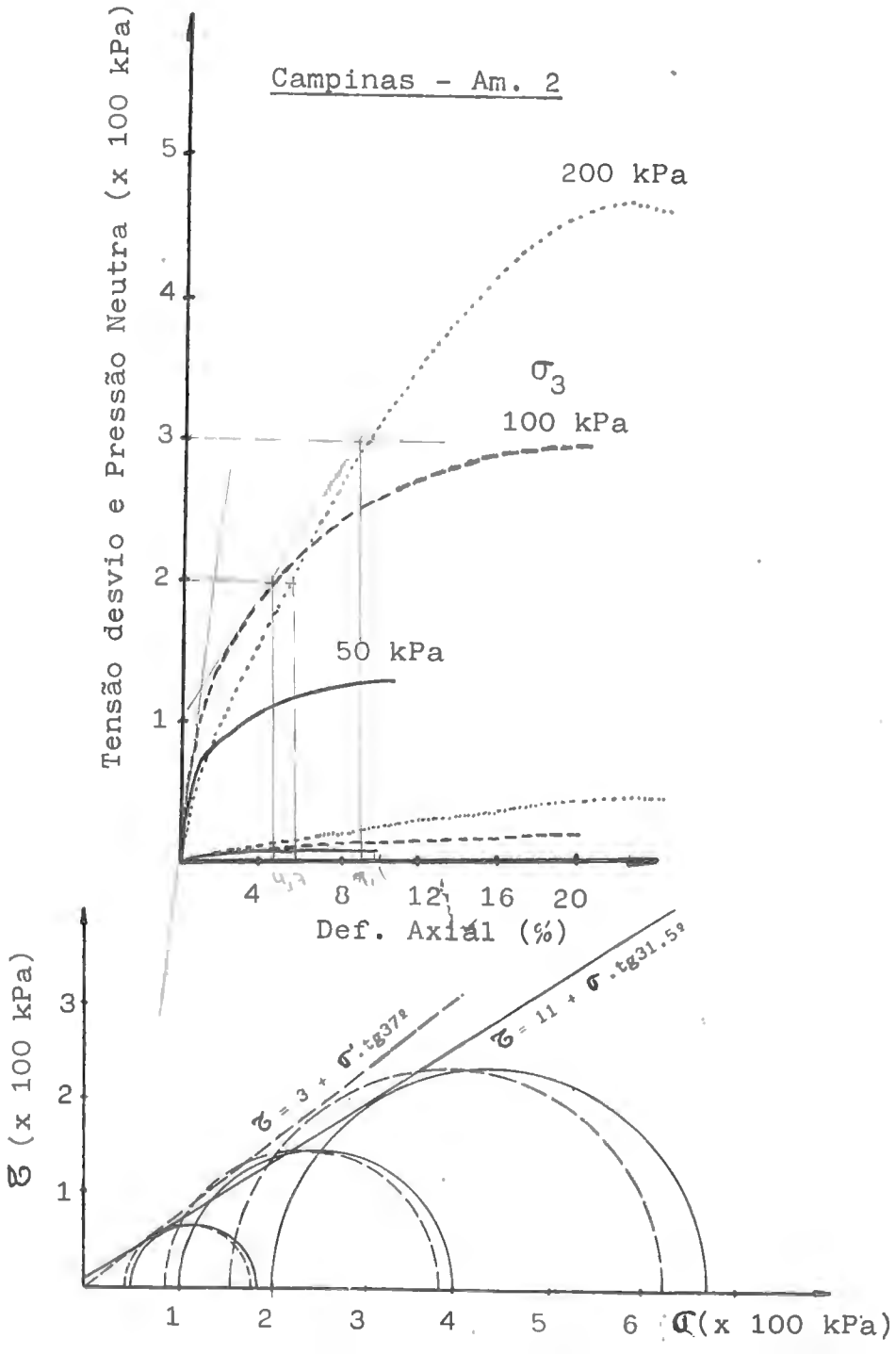

São Carlos - Am. 3
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
1
2
3
4
5
σ_3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
4
8
12
16
20
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
1
2
3
$\tau = 15 + \sigma' \cdot tg23.5°$
$\tau = 17 + \sigma \cdot tg18.5°$
1
2
3
4
5
σ (x 100 kPa)

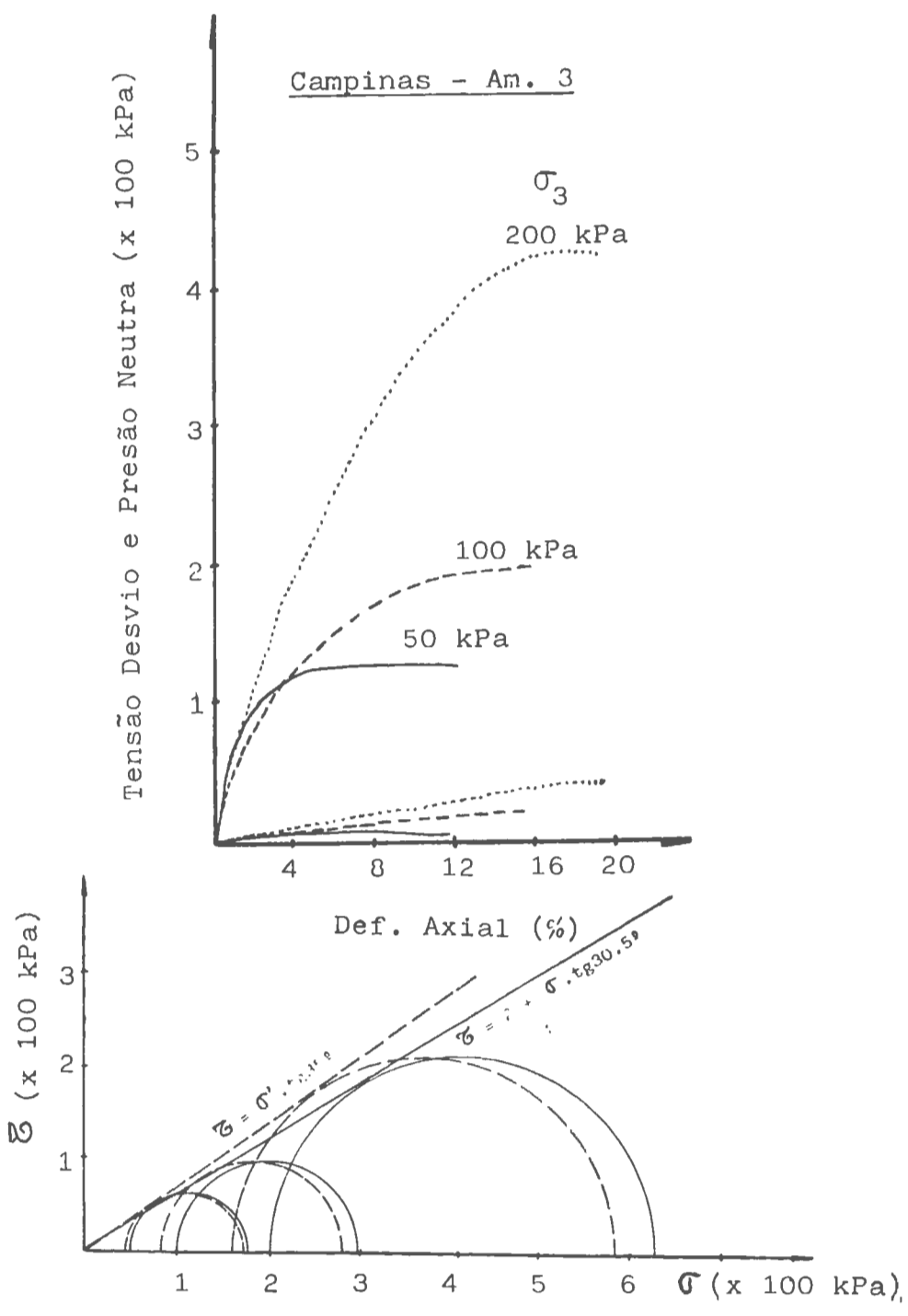

São Carlos - Am. 4
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
τ = 25 + σ'.tg22°
τ = 30 + σ.tg18.5°
σ (x 100 kPa)

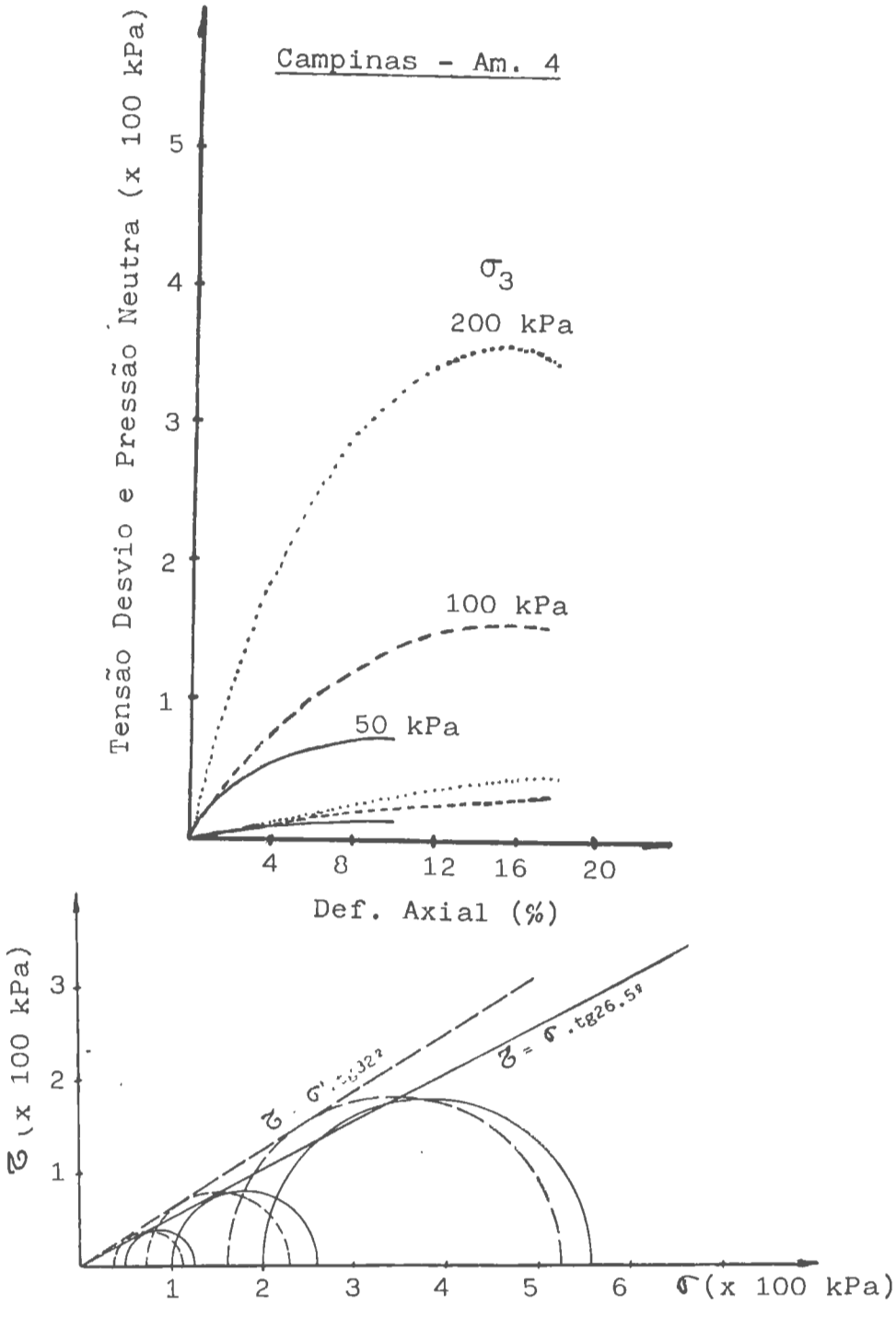

São carlos - Am. 5
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
τ = 29 + σ'.tg26.5°
τ = 30 + σ.tg25.5°
σ (x 100 kPa)

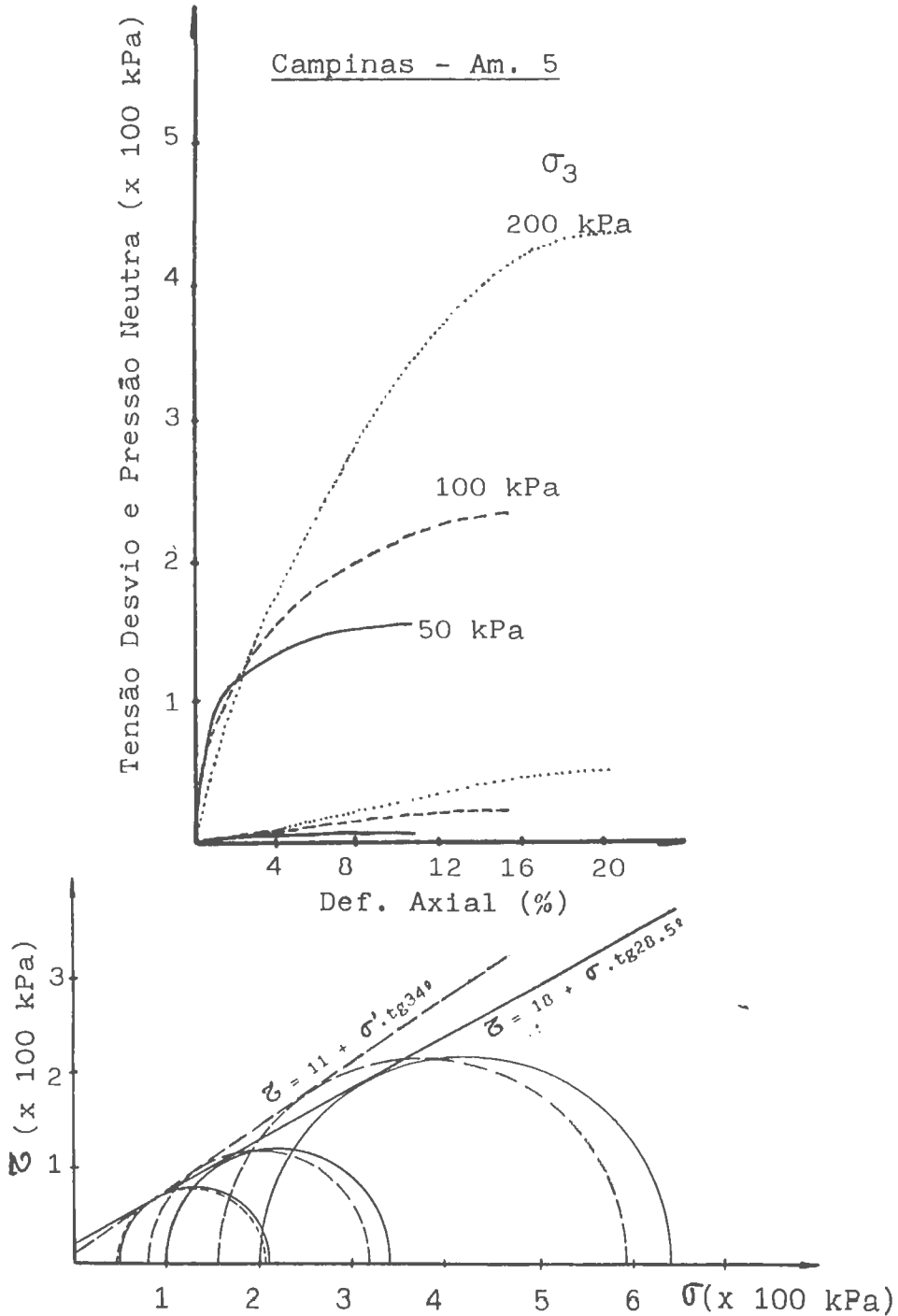
Área Experimental de Campinas

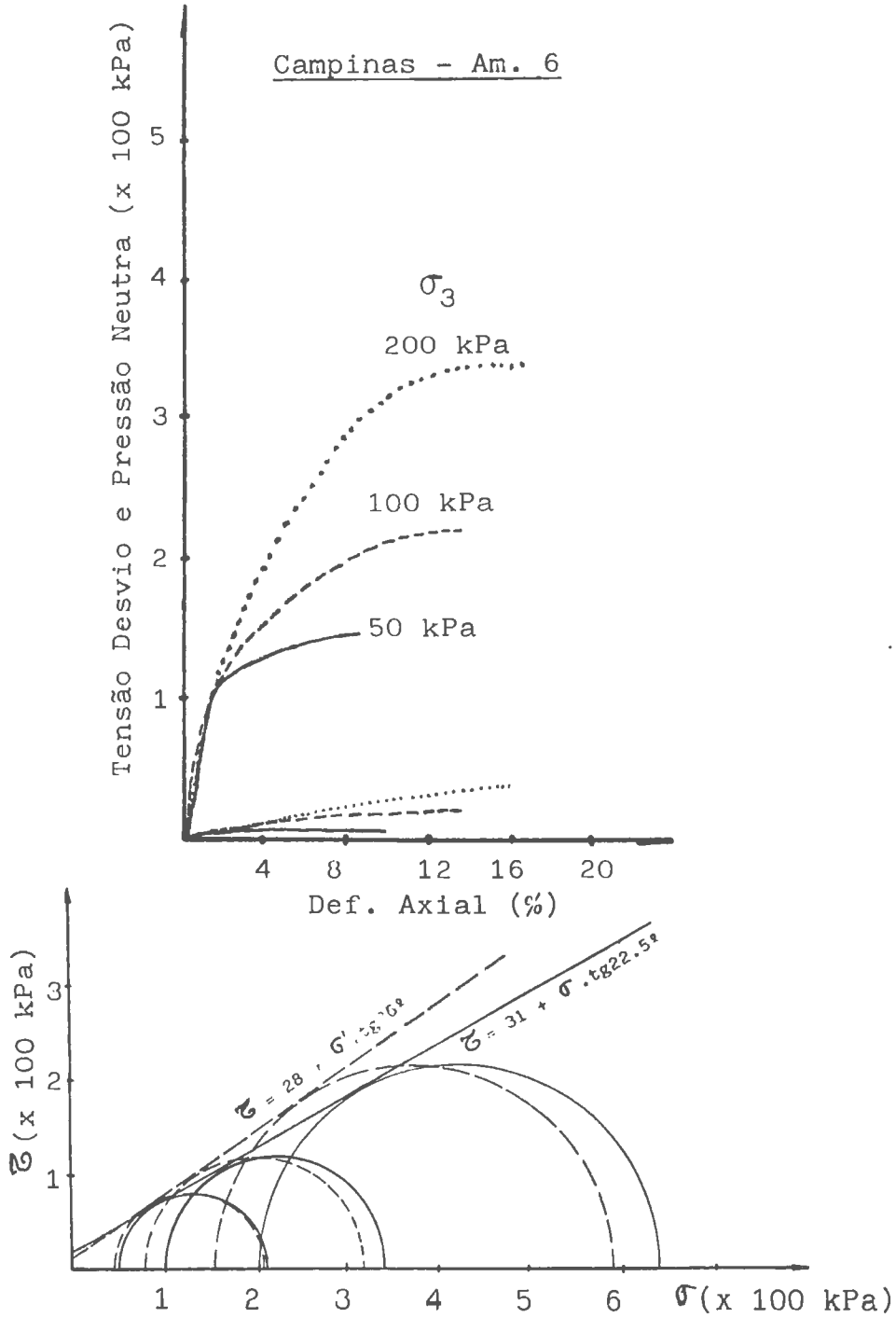

Campinas - Am.1
Tensão desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
200 kPa
σ_3
100 kPa
50 kPa
Def . Axial (%)
τ (x 100 kPa)
$\tau = 5 + \sigma' \cdot tg30.5°$
$\tau = 5 + \sigma \cdot tg31.5°$
σ (x 100 kPa)

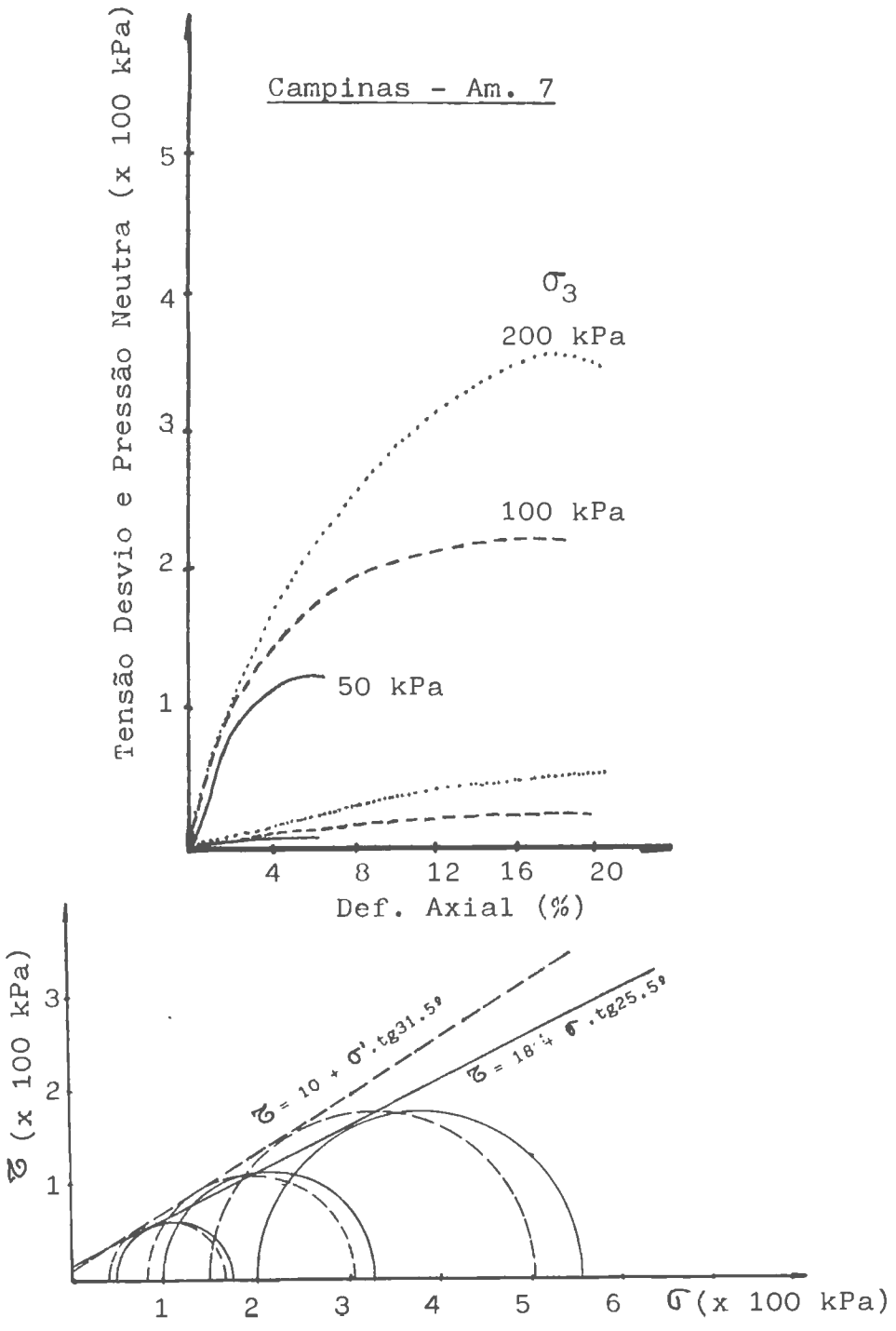

Campinas - Am. 2
Tensão desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
200 kPa
σ_3
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
$\tau = 3 + \sigma' \cdot tg37°$
$\tau = 11 + \sigma \cdot tg31.5°$
σ (x 100 kPa)

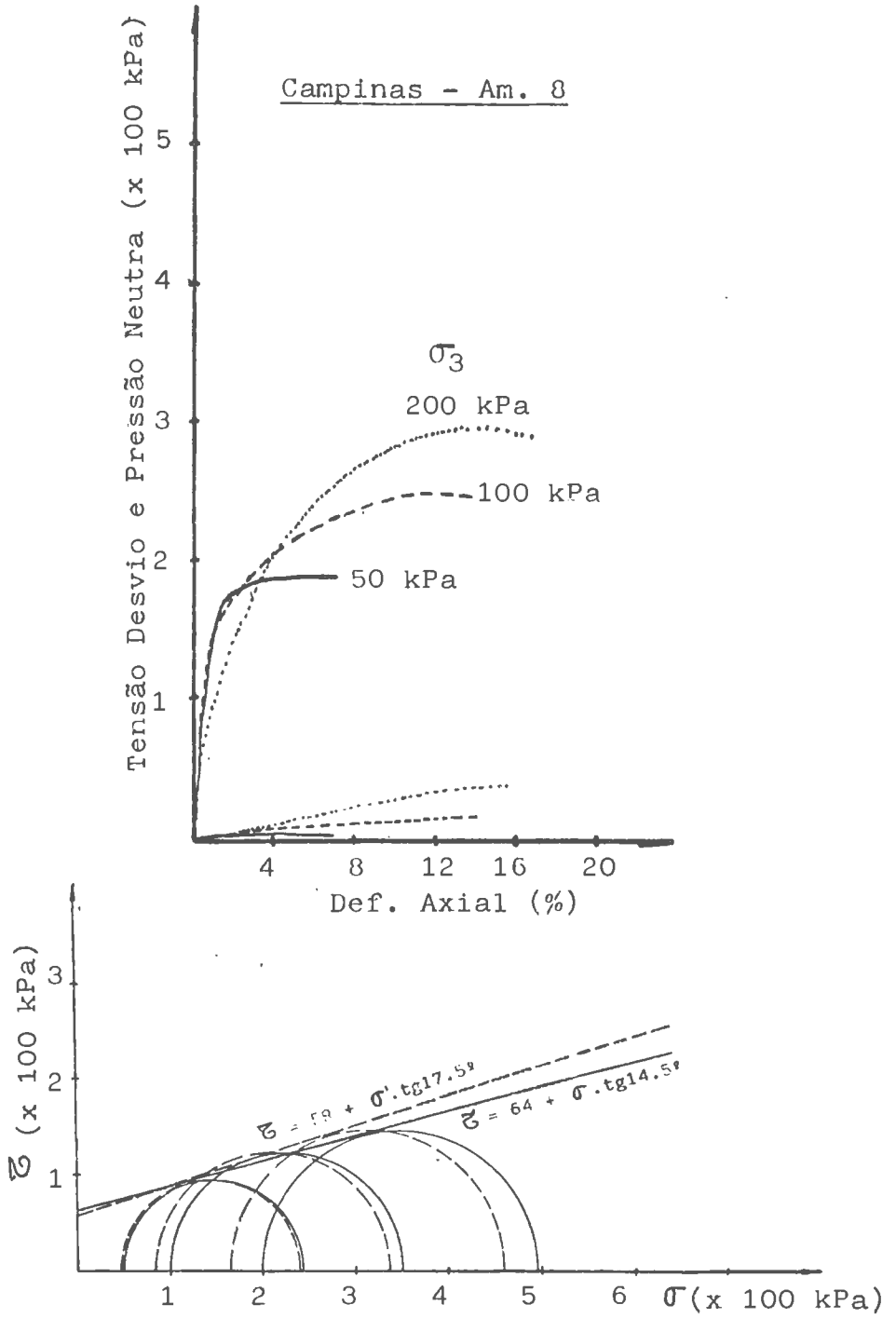

Campinas - Am. 3
Tensão Desvio e Presão Neutra (x 100 kPa)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
σ (x 100 kPa)
τ = σ . tg30.5°


Campinas - Am. 4
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
σ (x 100 kPa)
τ = σ . tg26.5°


Campinas - Am. 5
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
σ_3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
$\tau = 11 + \sigma' \cdot tg34^\circ$
$\tau = 18 + \sigma \cdot tg20.5^\circ$
σ(x 100 kPa)


Campinas - Am. 6
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
σ_3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
$\tau = 28 + \sigma' \cdot tg30^\circ$
$\tau = 31 + \sigma \cdot tg22.5^\circ$
σ(x 100 kPa)

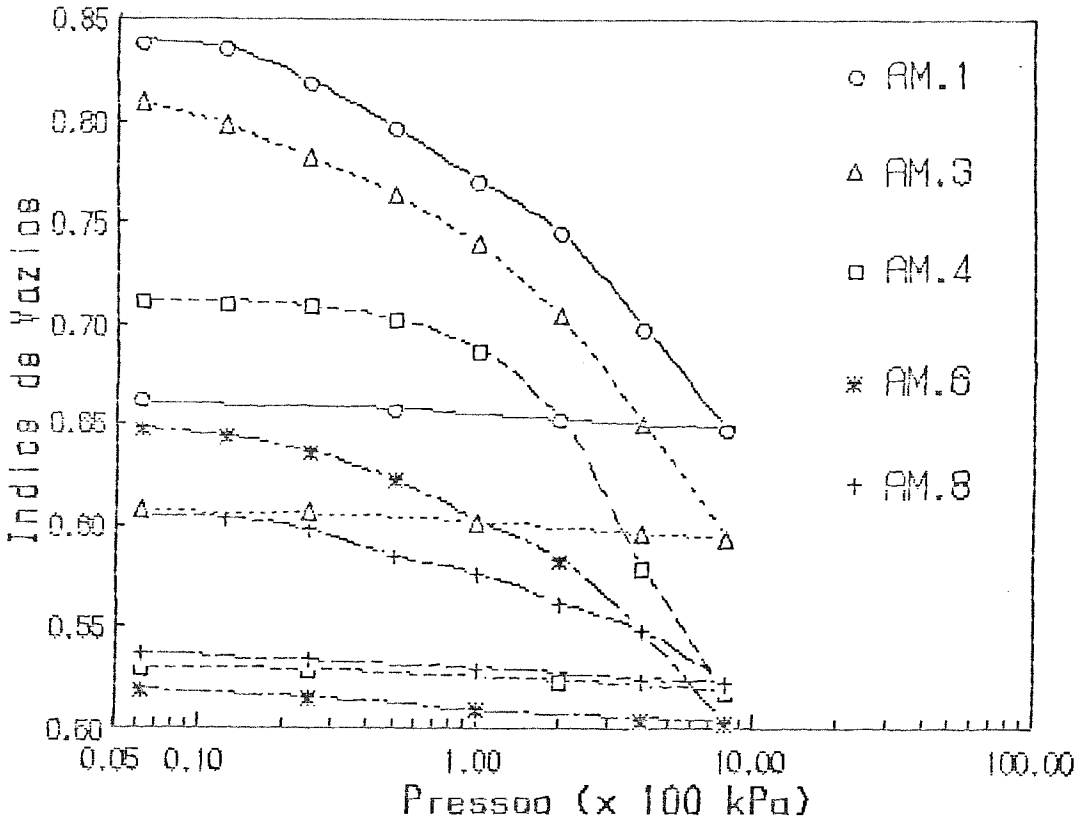

Campinas - Am. 7
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
τ = 10 + σ'.tg31.5°
τ = 18 + σ.tg25.5°
σ (x 100 kPa)


Campinas - Am. 8
Tensão Desvio e Pressão Neutra (x 100 kPa)
σ3
200 kPa
100 kPa
50 kPa
Def. Axial (%)
τ (x 100 kPa)
τ = 64 + σ.tg14.5°
σ (x 100 kPa)

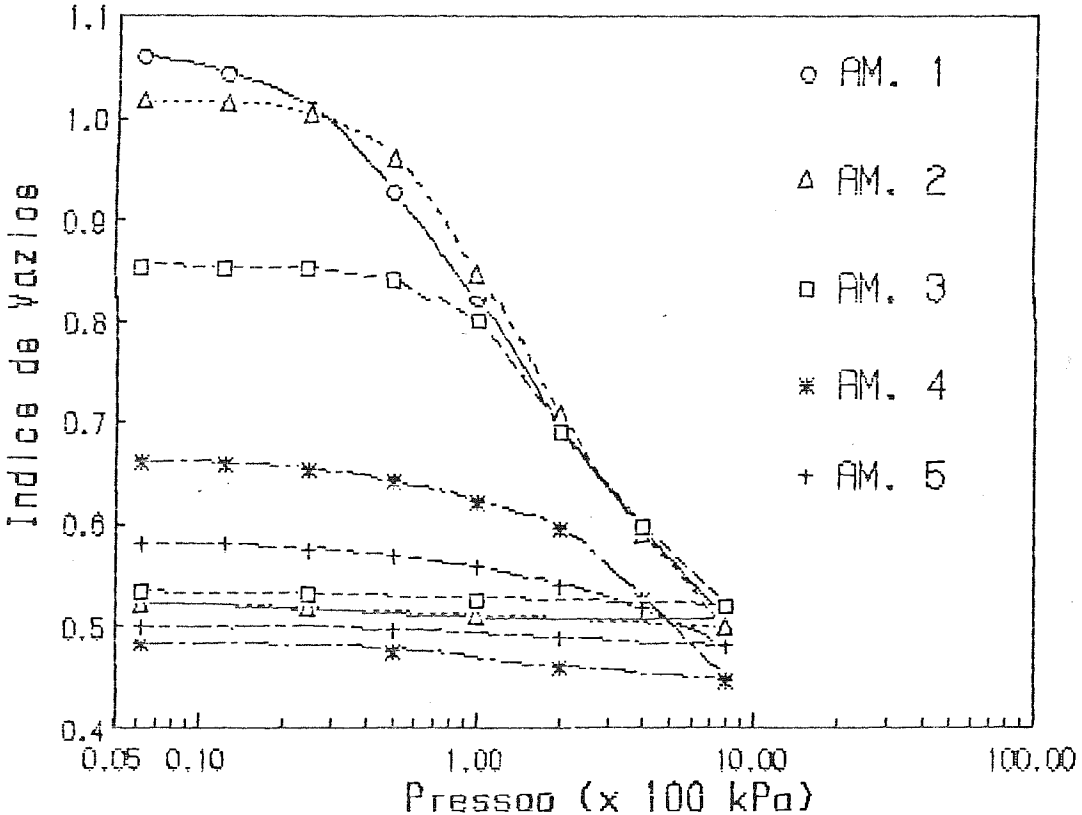
A N E X O 3

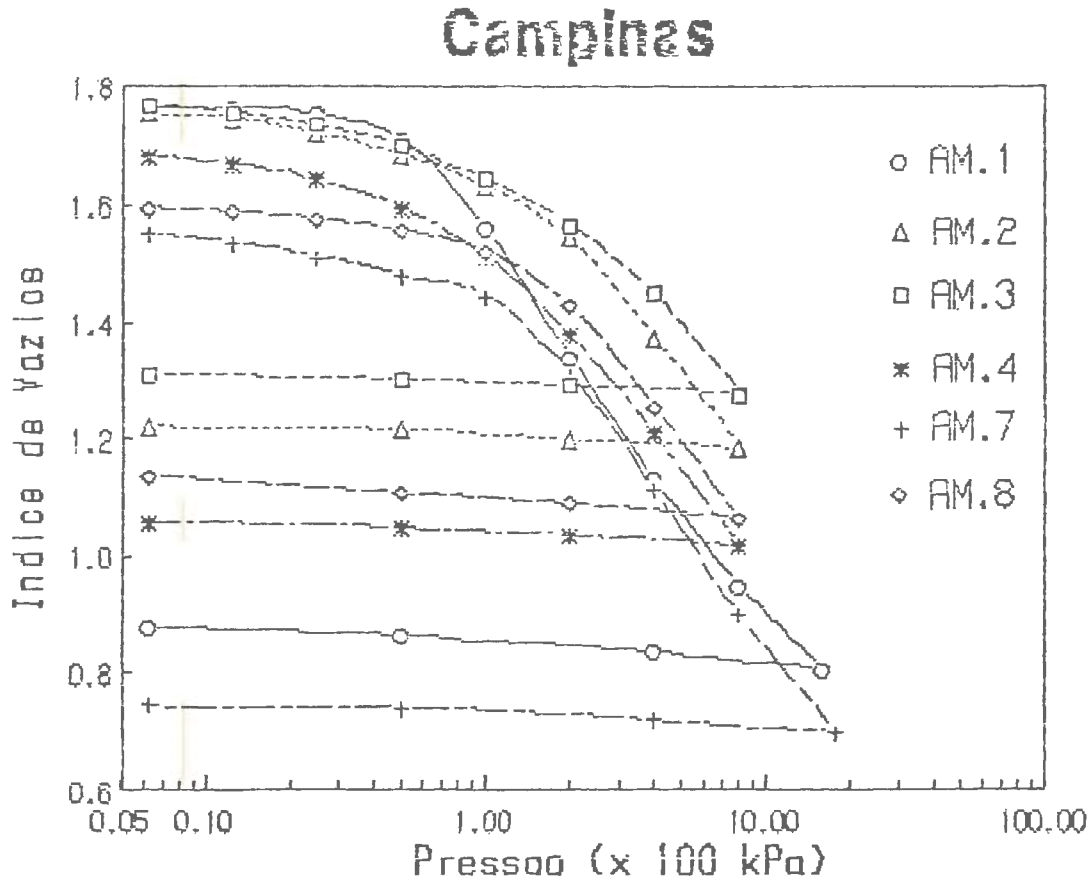
CURVAS DE ADENSAMENTO DOS ENSAIOS REALIZADOS

Bauru



Sao Carlos




Campinas
Indice de Vazios
1.8
1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.05
0.10
1.00
10.00
100.00
Pressao (x 100 kPa)
AM.1
AM.2
AM.3
AM.4
AM.7
AM.8

A N E X O 4

PROGRAMA PARA CÁLCULO DOS ENSAIOS DE COLUNA RESSONANTE

Programas para Cálculo dos Ensaios de Coluna Ressonante

Foram adaptados e desenvolvidos programas em BASIC residente de micros da linha "APPLE", que possibilitam o armazenamento das leituras de ensaio em disquetes e o cálculo do ensaio de coluna ressonante. Os dois programas principais são apresentados neste anexo.

Um dos programas (Programa I), que possibilita o cálculo da amplitude de deformação e do módulo cisalhante, foi adaptado por BARROS (1989), à partir do original elaborado por HARDIN (1965). O outro programa (Programa II), desenvolvido neste trabalho, permite o cálculo da razão de amortecimento interno por um processo estatístico. A descrição dos programas, com diagramas de blocos simplicado, listagem comentata e saída típica, é apresentada a seguir.

PROGRAMA I - Cálculo do Módulo Cisalhante e da Amplitude de Deformação.

Este programa possibilita o cálulo de G e γ do solo com base na teoria proposta po HARDIN (1965) para a vibração do modelo corpo de prova - equipamento representado na Figura 4.7. O processo de cálculo é iterativo. Tem-se a condição de ressonância para o máximo valor do fator de ressonância (Rt), o qual é função dos coeficientes de mola (Ks) e de amortecimento (kd) do corpo de prova, e de um número F, denominado freqüência admensional, definido no programa por:

$$F = \frac{2 \cdot \omega \cdot l}{\pi \cdot \sqrt{G / \rho}} \qquad \text{(A5.1)}$$

onde:

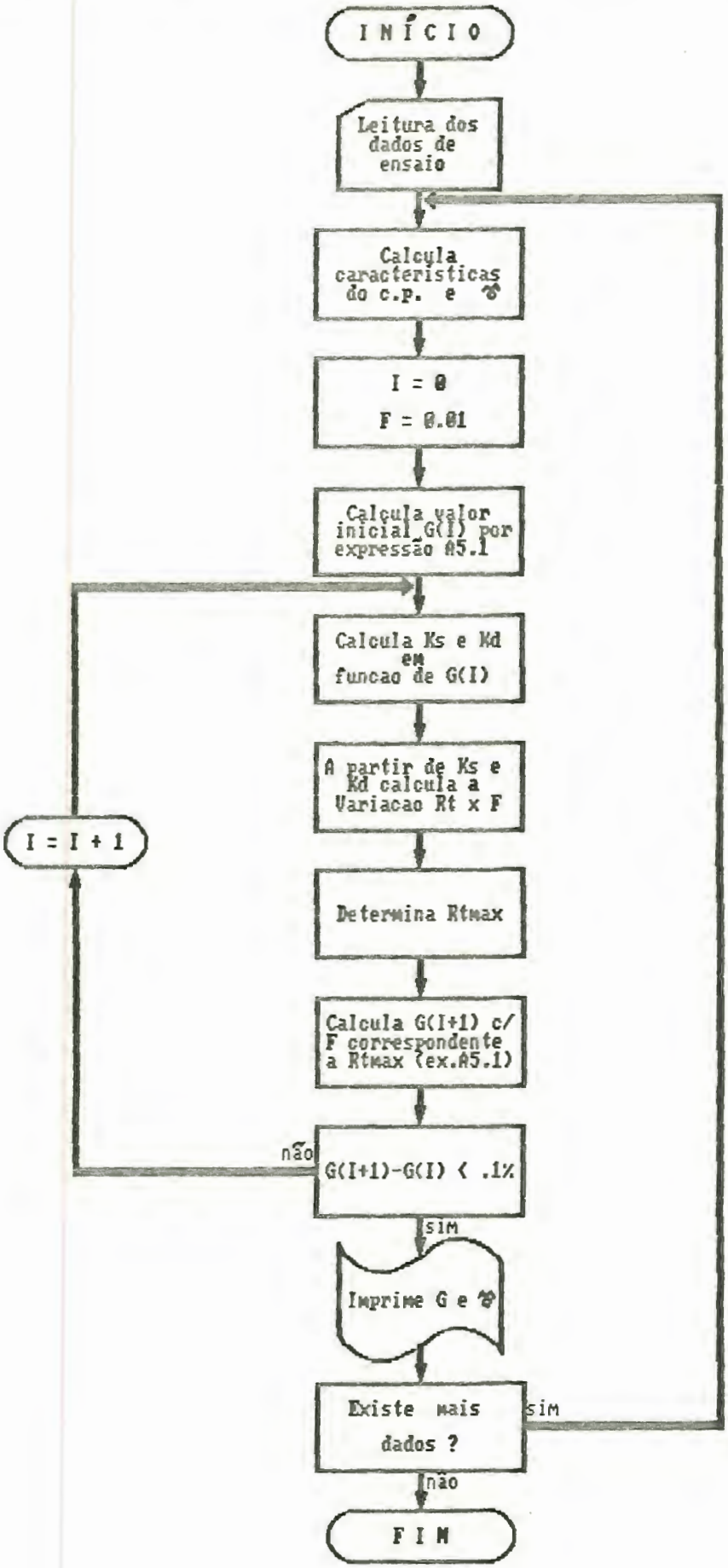
l = altura do corpo de prova;

$\omega = 2 \pi f$ = freqüência de rotação angular;

ρ = massa específica do corpo de prova.

Obtendo-se a variação de Rt com F, pode-se determinar o valor de F para o máximo Rt, e assim calcula-se, pela expressão A5.1, com f igual a freqüência de ressonância obtida no ensaio, o valor do módulo cisalhante. Porém, como Rt é também função de Ks e Kd, que também dependem por sua vez de G, é necessário fazer um cálculo iterativo.

DIAGRAMA DE BLOCOS SIMPLIFICADO - PROGRAMA I



Listagem do Programa I

```
10  REM ////////////////////////////////////////////////////
20  REM  PROGRAMA PARA CALCULO DO ENSAIO DE COLUNA RESSONANTE
30  REM ////////////////////////////////////////////////////
40 HH = 1: REM   DEFINE SLOT IMPRESSORA
50  DEF  FN C(ZX) =  INT ((ZX + .005) * 100) /100
60  DEF  FN W(ZX) =  INT ((ZX + .0005) * 1000) / 1000
70  DIM VOL(70),RFEQ(70),Z(70),TCR(70),TH(70),TVOL(70),WWW(70),TW(70),DNSTY(70),G(70),OMEGA(70),V(70),VCG(70),T$
    (70),GIS$(70)
80  HOME : PRINT "CALCULO DO ENSAIO DE COLUNA RESSONANTE": PRINT  TAB( 15)"MODULO G": PRINT : PRINT
90 LLRT = 0:I = 1
100  INPUT "REFERENCIA DE ENSAIO = ";EN$: PRINT : PRINT : PRINT : PRINT
110  PRINT
120  REM ////////////////////////////////////////////
130  REM  LEITURA DE DADOS ARMAZENADOS EM DISQUETTES
140  REM ////////////////////////////////////////////
150  HOME : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT  TAB( 15)"LENDO ARQ. ";EN$
160 D$ =  CHR$ (4)
170  PRINT D$;"OPEN MODULO= "EN$
180  PRINT D$;"READ MODULO= "EN$
190  INPUT TNI$,LOC$,AM$,EST$,PROF$,TAD$,NO
200  INPUT FERCAP,SPRAP,DAMPAP
210  INPUT VISC,DG,OTG,DI,HT,UM
220  INPUT N
230  FOR I = 1 TO N
240  INPUT VOL(I),Z(I),RFEQ(I),VCG(I),TCR(I),T$(I),GIS$(I)
250  NEXT I
260  PRINT D$;"CLOSE MODULO= "EN$
270  REM ////////////////////
280  REM  CALCULO DO ENSAIO
290  REM ////////////////////
300  REM   CALCULO DO MOMENTO POLAR DE INERCIA DE MASSA DO OSCILADOR
310 INRAP = SPRAP / (4 * 3.14159265 * 3.14159265 * FERQAP * FERQAP)
320 APSPRM = SPRAP / 1000000
330  REM.   OS CALCULOS A SEGUIR SAO FEITOS PARA CADA INSTANTE DE LEITURA
340  FOR I = 1 TO N
350  HOME : PR# 0: PRINT : PRINT : PRINT : PRINT  TAB( 8)"  CALCULO SENDO EFETUADO": PRINT : PRINT  TAB(
    8)"    PROCESSO ITERATIVO": PRINT : PRINT  TAB( 8)"      A G U A R D E "
355  VTAB 20: PRINT  TAB( 25)"LEITURA NUM. ";I
360  REM   CALCULO DAS DIMENSOES DO CP
370 TH(I) = HT - Z(I)
380 TVOL(I) = ((HT * 3.14159265 * DI * DI) / 4) - VOL(I)
390 AREA = TVOL(I) / TH(I)
400 D2 = 4 * AREA / 3.14159265
410 DT =  SQR (D2)
420  REM   CALCULO DA AMPLITUDE DE DEFORMACAO CISALHANTE
430 WWW(I) = (0.1299 * DT * VCG(I)) / (RFEQ(I) * RFEQ(I) * TH(I))
440  REM   CALCULO DA DENSIDADE DE MASSA
450 TW(I) = OTW
460 DNSTY(I) = (TW(I) / TVOL(I)) / 980
470  REM    CALCULO DO MOMENTO POLAR DE INERCIA DE MASSA DO CORPO DE PROVA
480 PINRA = (AREA * D2) / 8
490 K = DNSTY(I) * PINRA * TH(I)
500  REM   CALCULO DA RELACAO DE INERCIA
510 RINR = INRAP / K
520  REM   ADOCAO DO VALOR INICIAL DO MODULO DE CISALHAMENTO
530 G(I) = 32 * RFEQ(I) * RFEQ(I) * TH(I) * TH(I) * DNSTY(I)
540  REM    CALCULO ITERATIVO DO MODULO DE CISALHAMENTO G(ATE 910)
550  REM   CALCULO DA CONSTANTE DE MOLA DO CORPO DE PROVA
560 PSPSR = G(I) * PINRA / TH(I)
570  REM   CALCULO DA RELACAO DE RIGIDEZ
580 RSPR = SPRAP / PSPSR
590  REM    ADOCAO DO VALOR INICIAL DO FATOR DE RESSONANCIA
600 RTL = 0
610  REM   ADOCAO DO VALOR INICIAL DE F
```

continuação...

```
620 F = 0.01
630  REM    CALCULO DO FATOR DE RESSONANCIA MAXIMO(ATE 850)
640 FLED = 0.10
650  REM   CALCULO DA FREQUENCIA ANGULAR
660 OMEGA(I) = (3.14159265 * F * ( SQR (G(I) / DNSTY(I)))) / (2 * TH(I))
670  REM   CALCULO DA RELACAO DE AMORTECIMENTO
680 V(I) = VISC * G(I) / OMEGA(I)
690  REM   CALCULO DA RELACAO DE AMORTECIMENTO
700 RDAMP = (DAMPAP * TH(I)) / (V(I) * PINRA)
710  REM  SEQUENCIA DE CALCULOS PARA DETERMINACAO DO FATOR DE RESSONANCIA PARA O VALOR ADOTADO DE F(ATE 790)
720 GAMMA = 3.141593265 * F / 2
730 B2 = 1 + (VISC * VISC)
740 BETA =  SQR (B2)
750 ALM =  SQR ((BETA + 1) / (2 * B2))
760 AB =  SQR ((BETA - 1) / (2 * B2))
770 Q = ALM * GAMMA
780 TB = AB * GAMMA
790 IS =  SIN (Q)
800 OC =  COS (Q)
810 EPP =  EXP (TB)
820 EMP =  EXP ( - TB)
830 SIH = 0.50 * (EPP - EMP)
840 COH = 0.50 * (EPP + EMP)
850 S = SIH * IS
860 C = COH * OC
870 SB = SIH * OC
880 CB = COH * IS
890 AI2 = GAMMA * (RINR - (RSPR / (GAMMA * GAMMA))) / BETA
900 IA3 = (VISC * RDAMP) / (BETA * GAMMA)
910 A1 = (AB * C) + (ALM * S) + (AI2 * SB) + (IA3 * CB)
920 A2 = (ALM * C) - (AB * S) - (AI2 * CB) + (IA3 * SB)
930 C2 = ( - A2) / (BETA * GAMMA * ((A1 * A1) + (A2 * A2)))
940 C4 = ( - A1) / (BETA * GAMMA * ((A1 * A1) + (A2 * A2)))
950 UL = (C2 * SB) + (C4 * CB)
960 VL = (C4 * SB) - (C2 * CB)
970 TR =  SQR ((UL * UL) + (VL * VL))
980  REM   COMPARACAO ENTRE O VALOR DO FATOR DE RESSONANCIA OBTIDO E O ANTERIOR
990  IF TR > RTL THEN  GOTO 1320
1000 FLED = FLED / 10
1010 F = F - (19 * FLED)
1020 TR = RTL
1030 RTL = LLRT
1040  IF FLED > 0.00002 THEN  GOTO 660
1050  REM   CALCULO DO VALOR DE F PARA RT MAXIMO
1060 F = F + (9 * FLED)
1070 GL = G(I)
1080  REM    CALCULO DO NOVO VALOR DO MODULO DE CISALHAMENTO
1090 G(I) = (16 * RFEQ(I) * RFEQ(I) * TH(I) * TH(I) * DNSTY(I)) / (F * F)
1100  REM   COMPARACAO ENTRE O VALOR DO MODULO DE CISALHAMENTO OBTIDO E O ANTERIOR
1110 RG = G(I) / GL
1120  IF RG < 0.999 OR 1.001 < RG THEN  GOTO 560
1130  REM   FINAL DO CALCULO ITERATIVO DO MODULO DE CISALHAMENTO
1140 G(I) = G(I) / 1000
1150  HOME
1160  PRINT
1170  PR# HH
1180  IF I > 1 THEN  GOTO 1240
1190  REM   IMPRESSAO DO CABECALHO
1200  PR# HH
1210  IF I > 1 THEN  GOTO 1240
1220  PRINT  TAB( 23)"ENSAIO DE COLUNA RESSONANTE"
1230  PRINT  TAB( 29)"AMOSTRA ";AM$: PRINT : PRINT "SG3";: PRINT  TAB( 07);"T";: PRINT  TAB( 14);"DVOL";: PRINT
      TAB( 22);"DALT";: PRINT  TAB( 31);"FREQ";: PRINT  TAB( 39);"MODULO-G";: PRINT  TAB( 10);"AMPLITUDE"
```

continuação...

```
1240  REM  IMPRESSAO DOS RESULTADOS
1250  PRINT GIS$(I);: PRINT  TAB( 6);T$(I);: PRINT  TAB( 14);VOL(I);: PRINT  TAB( 21);Z(I);: PRINT  TAB( 31);RFE
      Q(I);: PRINT  TAB( 39); FN C(6(I));: PRINT  TAB( 10);WWW(I)
1260  NEXT I
1270  PRINT  CHR$ (140);
1280  PR# 0: HOME : PRINT : PRINT : PRINT
1290  PRINT "ACERTE O PAPEL E DIGITE CONT ": STOP
1300  GOTO 1370
1310  STOP
1320 F = F + FLAD
1330 LLRT = RTL
1340 RTL = TR
1350  GOTO 660
1360  STOP
1370  FOR I = 1 TO N
1380 G(I) =  INT (G(I) + 0.5)
1390  IF WWW(I) > 1.0E - 05 AND WWW(I) < 1.0E - 04 THEN WWW(I) =  INT (WWW(I) * 1.0E + 07 + 0.50) / (1.0E + 07):
      GOTO 1430
1400  IF WWW(I) > 1.0E - 04 AND WWW(I) < 1.0E - 03 THEN WWW(I) =  INT (WWW(I) * 1.0E + 06 + 0.50) / (1.0E + 06):
      GOTO 1430
1410  IF WWW(I) > 1.0E - 03 AND WWW(I) < 1.0E - 02 THEN WWW(I) =  INT (WWW(I) * 1.0E + 05 + 0.50) / (1.0E + 05):
      GOTO 1430
1420  IF WWW(I) > 1.0E - 02 AND WWW(I) < 1.0E - 01 THEN WWW(I) =  INT (WWW(I) * 1.0E + 04 + 0.5) / (1.0E + 04): GOTO
      1430
1430  NEXT I
1440 GM = DTW / (3.14159265 * DI * DI * HT / 4)
1450 E = DG / (GM / (1 + UM / 100)) - 1
1460 GS = DG * UM / E
1470 GM = GM * 1000
1480  REM  ////////////////////////////////
1490  REM  APRESENTACAO FINAL DOS RESULTADOS
1500  REM  ////////////////////////////////
1510  PR# HH
1520  PRINT  TAB( 30);"ENSAIO DE COLUNA RESSONANTE"
1530  PRINT  TAB( 40);"MODULO G ": PRINT
1540  PRINT  TAB( 10)"INTERESSADO: ";INI$; TAB( 39)"                    DATA: ";TAD$: PRINT
1550  PRINT  TAB( 20)"REFERENCIAS"; TAB( 36)"INDICES FISICOS INICIAIS DO CP"
1560  PRINT
1570  PRINT  TAB( 20);"No.IPT:";NO;: PRINT  TAB( 40);" n(g/Cm3):  "; FN W(GM / 1000)
1580  PRINT  TAB( 20);"AMOSTRA: ";AM$;: PRINT  TAB( 40);" S(g/Cm3):  ";DG
1590  PRINT  TAB( 20);"ESTAGIO: ";EST$;: PRINT  TAB( 40);"h (Z)    :  ";UM
1600  PRINT  TAB( 20);"PROF :";PROF$;: PRINT  TAB( 40);"e        :  "; FN W(E)
1610  PRINT  TAB( 20);LOC$;: PRINT  TAB( 40);"Sr (Z)   :  "; FN C(GS)
1620  PRINT
1630  PRINT  TAB( 1);"-------------------------------------------------------------------------------"
1640  PRINT "¦ PRESSAO  ¦ TEMPO ¦ VARIACAO ¦ VARIACAO ¦ FREQUENCIA ¦AMPLITUDE DE¦MODULO DE¦"
1650  PRINT "¦CONFINANTE¦ (min) ¦DE VOLUME ¦DE ALTURA ¦    DE      ¦DEFORMACAO  ¦CISALHA- ¦"
1660  PRINT "¦ (kgf/cm2)¦       ¦  (cm3)   ¦ (cm)     ¦RESSONANCIA ¦ CISALHANTE ¦MENTO    ¦"
1670  PRINT "¦          ¦       ¦          ¦          ¦    (cps)   ¦    (Z)     ¦(kgf/cm2)¦"
1680  PRINT "¦----------¦-------¦----------¦----------¦------------¦------------¦---------¦"
1690  FOR I = 1 TO N
1700  PRINT  TAB( 6);GIS$(I); TAB( 13);T$(I); TAB( 24);VOL(I); TAB( 33);Z(I); TAB( 39);"        ";RFEQ(I); TAB(
      10);WWW(I); TAB( 31);G(I)
1710  NEXT I
1720  PRINT  CHR$ (140);
1730  PR# 0
1740  HOME
1750  PRINT "       CALCULO  TERMINADO"
1760  PRINT : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT "QUER CALCULAR MODULO + ENSAIOS (S/N)?": GET GT$
1770  IF GT$ = "S" THEN  GOTO 80
1780  HOME : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT "   VOLTANDO AO MENU PRINCIPAL"
1790  REM  ////////////////////////////////
1800  REM  VOLTANDO AO PROGRAMA PRINCIPAL
1810  REM  ////////////////////////////////
1820  PRINT D$;"RUN MENU"
1830  END
```

Saida Típica do Programa I

ENSAIO DE COLUNA RESSONANTE
MODULO G

INTERESSADO: EESC - USP DATA: 22/5/90

REFERENCIAS

No.IPT:7837
AMOSTRA: 8
ESTAGIO: 1
PROF :8.7
BAURU

INDICES FISICOS INICIAIS DO CP

ρn(g/Cm3): 1.788
ρS(g/Cm3): 2.65
h (%) : 8.31
e : .606
Sr (%) : 36.37

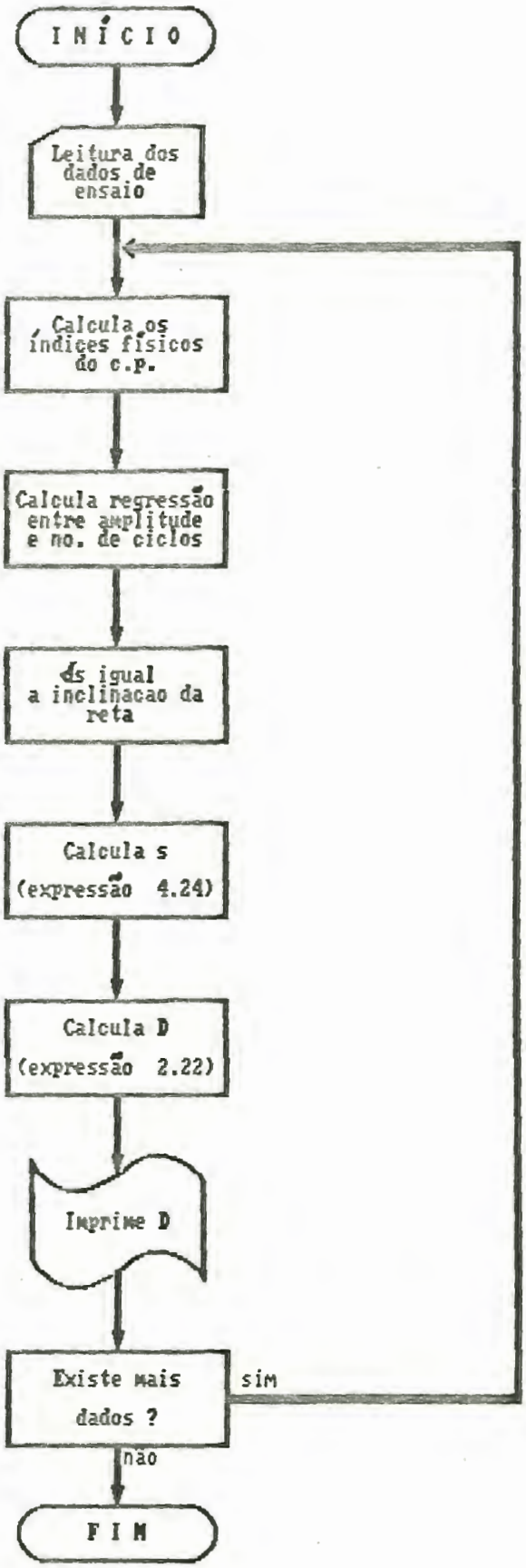
PRESSAO CONFINANTE (kgf/cm2)	TEMPO (min)	VARIACAO DE VOLUME (cm3)	VARIACAO DE ALTURA (cm)	FREQUENCIA DE RESSONANCIA (cps)	AMPLITUDE DE DEFORMACAO CISALHANTE (%)	MODULO DE CISALHAMENTO (kgf/cm2)
.5	1	1.8	2E-04	89.3	1.52E-04	1272
.5	2	1.8	2E-04	89.3	1.44E-04	1272
.5	4	1.82	3E-04	89.6	1.39E-04	1284
.5	8	1.84	5E-04	90.1	1.41E-04	1298
.5	15	1.87	5E-04	90.7	1.31E-04	1318
.5	30	1.93	6E-04	91.2	1.34E-04	1336
.5	60	1.95	6E-04	91.7	1.29E-04	1351
.5	120	1.98	6E-04	92.3	1.3E-04	1372
.5	180	2	7E-04	92.8	1.32E-04	1390
.5	1140	2	8E-04	94.6	1.25E-04	1447
.5	1140	2	8E-04	94.7	1.25E-04	1450
.5	1140	2	8E-04	94.2	3.14E-04	1434
.5	T1140	2	8E-04	95	1.19E-04	1459
.5	1140	2	8E-04	92.1	6.88E-04	1366
.5	T1140	2	8E-04	94	1.27E-04	1428
.5	1140	2	1.2E-03	86	1.78E-03	1181
.5	T1140	2	1.2E-03	93.1	1.28E-04	1399
.5	1140	2	1.6E-03	79.4	3.57E-03	992
.5	T1140	2	1.7E-03	92	1.2E-04	1363
.5	T1140	2	1.7E-03	92.2	1.28E-04	1369
.5	T1148	2	1.7E-03	92.5	1.25E-04	1378
.5	T1150	2	1.7E-03	92.8	1.28E-04	1389
.5	T1157	2	1.7E-03	93	1.33E-04	1395
.5	T1179	2	1.7E-03	93.1	1.26E-04	1398
.5	T1204	2.03	1.7E-03	93.6	1.23E-04	1414
.5	T1364	2.15	1.7E-03	94.4	1.21E-04	1446

PROGRAMA II - Cálculo da Razão de Amortecimento Interno

A razão de amortecimento interno foi calculada pelo método das vibrações livres. Para o cálculo do decaimento logarítmico utilizou-se um processo estatístico.

Plotando-se a amplitude relativa versus o número de ciclos, numa escala mono-log, é possível ajustar, por regressão, uma reta, sendo sua inclinação o valor do decaimento logarítmico. O cálculo da razão de amortecimento é feito utilizando-se as expressões 4.22 e 4.24.

DIAGRAMA DE BLOCOS SIMPLIFICADO - PROGRAMA II



Listagem do Programa II

```
10  REM  ////////////////////////////////////////////////////////////
20  REM  CALCULO DO DAMPING POR REGRESSAO - MÉTODO DAS VIBRACOES LIVRES
30  REM  ////////////////////////////////////////////////////////////
40 HH = 1: REM  SLOT DA IMPRESSORA
50 PI = 3.14159265: HOME
60  DEF  FN C(ZX) =  INT ((ZX + .005) * 100) / 100: DEF  FN W(ZX) =  INT ((ZX + .00005) * 10000) / 10000
70  DIM G(20),TT(20),DH(20),DV(20),A1(20),N(20,20),A(20,20),DMED(20),PS(20),HI(20),I(20),D(20),DES(20),R(20),NI(
    20)
80  HOME : PRINT "CALCULO  DAMPING - DEC.LOG. - REGRESSAO": PRINT : PRINT
90  INPUT "REFERENCIA DE ENSAIO = ";EN$
100  HOME : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT TAB( 10)"LENDO ARQUIVO ";EN$
110 D$ =  CHR$ (4)
120  REM  ////////////////////////////
130  REM  LEITURA DE DADOS NO DISKETTE
140  REM  ////////////////////////////
150  PRINT D$;"OPEN DAMPING= "EN$
160  PRINT D$;"READ DAMPING= "EN$
170  INPUT TNI$,LOC$,AM$,EST$,PROF$,TAD$,NO
180  INPUT KO,DO
190  INPUT DG,OTG,DI,HT,UM,SG3$
200  INPUT NE
210  FOR J = 1 TO NE
220  INPUT NL(J),G(J),TT(J),DH(J),DV(J)
230  FOR I = 1 TO NL(J)
240  INPUT N(J,I),A(J,I)
250  NEXT I
260  NEXT J
270  PRINT D$,"CLOSE DAMPING= "EN$
280  REM  ////////////////
290  REM  CALCULO DO ENSAIO
300  REM  ////////////////
310  HOME : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT "          A G U A R D E . . . "
320  REM  CALCULO DOS INDICES FISICOS DO CP
330 VCP = ((PI * DI * DI) / 4) * HT
340 GM = OT / VCP
350 E = DG / (GM / (1 + UM / 100)) - 1
360 GS = DG * UM / E
370  REM  CALCULO DO DECREMENTO LOGARITMICO POR REGRESSAO
380  FOR J = 1 TO NE
390 G(J) = G(J) * 1000:CM(J) = 1
400 SX = 0:SY = 0:X2 = 0:Y2 = 0:Z = 0
410  FOR I = 1 TO NL(J)
420 LA(J,I) =  LOG (A(J,I))
430 SX = SX + N(J,I)
440 SY = SY + LA(J,I)
450 X2 = X2 + (N(J,I) ^ 2)
460 Y2 = Y2 + (LA(J,I) ^ 2)
470 Z = Z + (N(J,I) * LA(J,I))
480  NEXT I
490  GOSUB 910
500  REM  CALCULO DO DAMPING
510 DMED(J) =  - B:DES(J) = DES:R(J) = R
520 NI(J) =  EXP (A)
530 HI(J) = HT - DH(J)
540 I(J) = (PS(J) * .25 * PI * DI * DI) / 6162
550 S(J) = (32 * KO * HI(J)) / (PI * G(J) * (DI ^ 4) * CM(J))
560 D(J) = (1 / (2 * PI)) * (DMED(J) * (1 + S(J)) - (DO * S(J)))
570 D(J) = D(J) * 100
580  NEXT J
590  PR# HH
```

continuação...

```
600 REM ////////////////////////////////
610 REM  APRESENTACAO FINAL DOS RESULTADOS
620 REM ////////////////////////////////
630 PRINT  TAB( 30);"ENSAIO DE COLUNA RESSONANTE"
640 PRINT : PRINT  TAB( 18)"CALCULO DO DAMPING - MET.VIBRACOES LIVRES - REGRESSAO"
650 PRINT : PRINT
660 PRINT  TAB( 10)"INTERESSADO: ";TNI$; TAB( 39)"                DATA: ";TAD$: PRINT
670 PRINT  TAB( 20)"REFERENCIAS"; TAB( 36)"INDICES FISICOS INICIAIS DO CP": PRINT
680 PRINT  TAB( 20);"No.IPT:";NO$: PRINT  TAB( 40);" n(g/cm3):  "; FN C(GM)
690 PRINT  TAB( 20);"AMOSTRA: ";AM$;: PRINT  TAB( 40);" s(g/cm3):  ";DG
700 PRINT  TAB( 20);"ESTAGIO: "EST$;: PRINT  TAB( 40);"h(Z)     :  ";UM
710 PRINT  TAB( 20);"PROF:";PROF$;"m";: PRINT  TAB( 40);"e        :  "; FN C(E)
720 PRINT  TAB( 20);LOC$;: PRINT  TAB( 40);"S(Z)     :  "; FN C(GS)
730 PRINT
740 PRINT  TAB( 23)"TENSAO CONFINANTE = ";SG3$;" KGF/CM2": PRINT : PRINT
750 PRINT "MOD.CIS.DIN."; TAB( 15)"AMPLIT.DEF."; TAB( 29)"DAMPING"; TAB( 40)"LEIT."; TAB( 10)"DESVIO"; TAB( 22)
    "COEFIC."
760 PRINT " (KGF/CM2)  "; TAB( 15)"   (Z)     "; TAB( 29)"  (Z)"; TAB( 40)" N1  "; TAB( 10)"PADRAO"; TAB( 22)"C
    ORREL."
770 FOR J = 1 TO NE
780 PRINT  TAB( 03)(G(J) / 1000); TAB( 17)TT(J); TAB( 29);"  "; FN C(D(J)); TAB( 40) FN C(N1(J)); TAB( 10) FN W
    (DES(J)); TAB( 22) FN W(R(J))
790 NEXT J
800 PRINT  CHR$ (140);
810 HOME : PR# 0: PRINT  TAB( 10)"FIM DO CALCULO"
820 PRINT : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT "QUER CALCULAR DAMPING + ENSAIOS <S/N>?": GET GT$
830 IF GT$ = "S" GOTO 80
840 HOME : PRINT : PRINT : PRINT : PRINT "      VOLTANDO AO MENU PRINCIPAL"
850 REM ////////////////////////////////
860 REM  VOLTANDO PARA O PROGRAMA PRINCIPAL
870 REM ////////////////////////////////
880 PRINT D$;"RUN MENU"
890 END
900 REM ////////////////////
910 REM  SUROTINA REGRESSAO
920 REM ////////////////////
930 LET L = NL(J)
940 XX = X2 - ((SX ^ 2) / L)
950 YY = Y2 - ((SY ^ 2) / L)
960 XY = Z - ((SX * SY) / L)
970 XBAR = SX / L
980 YBAR = SY / L
990 B = XY / XX
1000 A = YBAR - (B * XBAR)
1010 DES =  SQR ((YY - ((XY ^ 2) / XX)) / (L - 2))
1020 R = XY / ( SQR (XX * YY))
1030 F = ((R ^ 2) * (L - 2)) / (1 - (R ^ 2))
1040  RETURN
```

Saida Típica do Programa II

ENSAIO DE COLUNA RESSONANTE

CALCULO DO DAMPING - MET.VIBRACOES LIVRES - REGRESSAO

INTERESSADO: EESC - USP DATA: 22/5/90

REFERENCIAS	INDICES FISICOS INICIAIS DO CP	
No.IPT:7937	ρn(g/cm3):	1.79
AMOSTRA: 8	ρs(g/cm3):	2.65
ESTAGIO: 1	h(%) :	8.31
PROF:8.7m	e :	.61
BAURU	S(%) :	36.38

TENSAO CONFINANTE = .5 KGF/CM2

MOD.CIS.DIN. (KGF/CM2)	AMPLIT.DEF. (%)	DAMPING (%)	LEIT. N1	DESVIO PADRAO	COEFIC. CORREL.
1450	1.25E-04	.91	2.91	.0275	-.9989
1434	3.14E-04	1.01	3.45	.0227	-.9994
1366	6.88E-04	1.56	3.36	.0142	-.9999
1181	1.78E-03	2.24	2.95	.0816	-.9977
992	3.57E-03	4.37	3.56	.0774	-.9948

A N E X O 5

CONSTANTES DE CALIBRAÇÃO DO EQUIPAMENTO DE COLUNA RESSONANTE

Constantes de Calibração do Equipamento de Coluna Ressonante

As constantes de calibração do equipamento de coluna ressonante utilizado em todos os ensaios dinâmicos de laboratório são aquelas apresentadas no relatório interno do IPT/SP, elaborado por BARROS (1989). Seus valores foram checados antes do início da bateria de ensaios através de nova calibração do equipamento e são:

$fo = 22,67$ Hz

$Io = 8,03$ g.cm.s^2

$Km = 1,63 \times 10^5$ g.cm.s/rad

$\partial o = 0,065$

$kd = 23,50$ g.cm.s/rad

$kt = 0,582$ g.cm/mV

$Ca = 2500$ mV/g

$Cd = 3,61$ cm