

[REDACTED]

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O SPT, A PROVA DE CARGA SOBRE PLACAS E O
ENSAIO PRESSIOMETRICO, APLICADO A FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS
EM SOLO ARENOSO - RESULTADOS PRELIMINARES

por [REDACTED]

SOSTHEMAR PEDROSA BEZERRA

Dissertação apresentada em cumprimento
às exigências parciais para a obtenção
do grau de Mestre em Ciências de Enge-
nharia Civil - Universidade Federal da
Paraíba

CAMPINA GRANDE - PARAIBA

ABRIL - 1990

[REDACTED]

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA
CENTRO DE CIENCIAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O SPT, A PROVA DE CARGA SOBRE PLACAS E O
ENSAIO PRESSIOMETRICO, APLICADO A FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS
EM SOLO ARENOSO - RESULTADOS PRELIMINARES

SOSTHEMAR PEDROSA BEZERRA

Aprovada por:

Francisco

Francisco Barbosa de Lucena - Presidente

Gunther E. Bauer

Gunther E. Bauer - Co-Orientador

Heber Carlos Ferreira

Heber Carlos Ferreira - Examinador Interno

Romildo A. Toledo Filho

Romildo Dias Toledo Filho - Examinador Externo

CAMPINA GRANDE

ABRIL/1990

DIGITALIZAÇÃO:
SISTEMOTECA - UFCG

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo comparativo da aplicação do SPT, da prova de carga sobre placas e do ensaio pressiométrico em projetos de fundações superficiais em solos arenosos, com o objetivo de mostrar a possibilidade do uso alternativo do pressiômetro de Briaud, em substituição à prova de carga e ao SPT, e suas vantagens.

O campo experimental é um subsolo areno-siltoso situado na zona urbana de Campina Grande-PB, no qual executa-se sondagens SPT, provas de carga sobre placas apoiadas na superfície, provas de carga em profundidade - com carregamentos verticais e horizontais - e ensaios pressiométricos em furos verticais e horizontais, além da verificação da densidade in situ e do teor de umidade natural, todos em um perfil com 1,90 m de profundidade.

Comenta-se as vantagens e desvantagens dos ensaios realizados e verifica-se que a técnica pressiométrica - via pressiômetro de Briaud - apresenta muitas vantagens sobre a prova de carga e, ainda, que o SPT não deve, isoladamente, ser aplicado para estimar a capacidade de carga de fundações superficiais.

Finalmente, conclue-se que os resultados obtidos evidenciam a possibilidade de aplicação do pressiômetro de Briaud, na determinação da capacidade de carga de fundações superficiais, em solos arenosos.

ABSTRACT

This paper presents a comparative study of the application of the SPT, of the plate load test, and of the pressuremeter test on shallow foundations projects in sandy soils, aiming at showing the possibility of alternative usage of the BRIAUD pressuremeter test as a substitute to both the plate load test and the SPT, and their advantages.

The experimental field is a silty-sand subsoil situated on the urban area of Campina Grande, Paraíba, where we carry out SPT soundings, plate load tests supported on the surface, plate load tests in depth - with vertical and horizontal loads - and pressuremeter tests in vertical and horizontal holes, besides the verification of the natural unit weight and the natural water content, all of them in a profile of 1.90 meters deep.

Following, we discuss the advantages and disadvantages of the experiments done and we get to know that the pressuremeter technique - through the BRIAUD pressuremeter - offer many advantages concerning plate load tests; and, in addition, that the SPT should not, in isolation, be applied to estimate the ultimate bearing capacity of shallow foundations.

At the end, we conclude that the results reached give us proof of reasons to believe of the possibility of application of the BRIAUD pressuremeter in determining the bearing capacity of

shallow foundations in sandy soils.

A você Mãe, todo o amor de um filho que não a conheceu.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela graça de mais uma etapa vencida.

Ao CNPq, CAPES e ATECEL, pelo apoio financeiro.

Ao Prof. Francisco Barbosa de Lucena, pela seriedade com que orientou esse trabalho.

Ao Prof. Heber Carlos Ferreira, figura humana de enorme sensibilidade.

Ao Prof. Gunther Bauer, pelas informações importantes em tão breve contato.

Ao Prof. Ailton Alves Diniz, pelo auxílio decisivo nas atividades de laboratório.

Aos professores, funcionários e colegas do curso de Geotecnia, pela convivência saudável.

A meu pai Sosthenes, pela presença marcante em todos os momentos da minha vida.

A minha mãe Maria Guerra, pela dedicação e amor com que criou e educou o filho que não gerou.

A minha esposa Lourdes, pela energia positiva que irradia em minha vida.

As minhas filhas Mariana e Guió, pela renúncia inocente da convivência diária.

Aos meus irmãos e a meu tio Evágrio, pelo apoio presente em cada encontro e em cada conversa.

INDICE

	<u>Página</u>
RESUMO	i
ABSTRACT	ii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMENTOS	v
INDICE	vi
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE QUADROS E TABELAS	xiv
SIMBOLOGIA	xvii
CAPITULO	
I - INTRODUÇÃO	1
Objetivos	5
II - REVISAO BIBLIOGRAFICA	6
Ensaio Padronizado de Penetração	6
Prova de Carga sobre Placas	13
Ensaio Pressiométrico	21
Fundações Superficiais	38
Recalques	39
Capacidade de Carga	40
Tensão Admissível	44
III - CAMPO EXPERIMENTAL E METODOLOGIA DA PESQUISA	47
Ensaio Padronizado de Penetração	53
Estimativa Preliminar do Angulo de Atrito	55

Perfil de Densidade In Situ	55
Locação dos Ensaios In Situ	56
Estimativa Preliminar da Capacidade de Carga	58
Estimativa Preliminar das Tensões In Situ	60
Densidade In Situ e Umidade Natural	61
Ensaio de Laboratório	61
Prova de Carga sobre Placas	61
Ensaio Pressiométrico	68
IV - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	75
Ensaio de Caracterização	75
Umidade Natural e Densidade In Situ	78
Ensaio Padronizado de Penetração	78
Prova de Carga sobre Placas	83
Ensaio Pressiométrico	98
Análise Comparativa dos Resultados dos Ensaio In Situ	129
Evidências da Possibilidade do Uso Alternativo do Pressiômetro de Briaud	138
Correlações Estatísticas	139
V - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	144
Conclusões	144
Sugestões	146
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	149
APENDICE A - CARACTERISTICAS DO PRESSIOMETRO DE BRIAUD ...	159
APENDICE B - PROGRAMA "BASIC" PARA ANALISE GRANULOMETRICA	162

APENDICE C - FICHAS DE SONDAGENS SPT	171
APENDICE D - PROGRAMA "BASIC" PARA ESTABELECIMENTO DE COR- RELAÇÕES ESTATÍSTICAS	178
APENDICE E - PROGRAMA "BASIC" PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDU- LO PRESSIOMÉTRICO E DA PRESSÃO LIMITE	185

LISTA DE FIGURAS

<u>Figura</u>	<u>Página</u>
1 - Comparação entre N do SPT e p_1 (Apud Baguelin et alli, 1978)	12
2 - Correlações entre E_p e o N do SPT (Apud Schultze & Biedermann, 1977)	12
3 - Curva recalque x diâmetro da placa para uma certa pressão q_p (Apud Vargas, 1978)	19
4 - Curvas pressiométricas de ensaios executados em furos inadequados (Apud Baguelin et alli, 1978) .	24
5 - Curva pressiométrica típica (Apud deLima, 1979) .	26
6 - Curvas pressiométricas típicas de materiais hete- rogêneos (Apud Baguelin et alli, 1978)	26
7 - Condições de solo para aplicação de metodologias básicas de determinação de q_p via p_1	32
8 - Localização do campo experimental	48
9 - Localização dos ensaios in situ	48
10 - Fluxograma de atividades da pesquisa	52
11 - Equipamento para sondagens SPT	54
12 - Geometria da superfície de ruptura de um solo submetido à ação de uma sapata (Apud Leonards, 1962)	57
13 - Profundidade e largura da superfície de ruptura de um solo arenoso (Apud Leonards, 1962)	57

<u>Figura</u>	<u>Página</u>
14 - Perfil de densidade in situ (Vala n. 1)	59
15a - Esquema de execução de provas de carga na superfície	63
15b - Esquema de execução de provas de carga "vertical", em profundidade	64
15c - Esquema de execução de provas de carga "horizontal", em profundidade	65
16a - Esquema de execução de ensaios pressiométricos em furos verticais	69
16b - Esquema de execução de ensaios pressiométricos em furos horizontais	70
17 - Curvas granulométricas	76
18 - Perfil típico do subsolo investigado	81
19 - Curvas de calibração do manômetro do macaco	84
20a - Curva tensão x recalque da prova de carga "vertical" à 50 cm de profundidade, utilizando-se a calibração executada antes dos ensaios	86
20b - Curva tensão x recalque da prova de carga "vertical" à 50 cm de profundidade, utilizando-se a calibração executada após os ensaios	87
20c - Curva tensão x recalque da prova de carga "vertical" à 50 cm de profundidade	88
20d - Curva tensão x recalque da prova de carga "vertical" à 100 cm de profundidade	89

<u>Figura</u>	<u>Página</u>
20e - Curva tensão x recalque da prova de carga "vertical" à 130 cm de profundidade	90
20f - Curva tensão x recalque da prova de carga "vertical" à 160 cm de profundidade	91
20g - Curva tensão x recalque da prova de carga "vertical" à 190 cm de profundidade	92
21a - Curva tensão x recalque da prova de carga "horizontal" à 130 cm de profundidade	93
21b - Curva tensão x recalque da prova de carga "horizontal" à 160 cm de profundidade	94
21c - Curva tensão x recalque da prova de carga "horizontal" à 190 cm de profundidade	95
22a - Curva tensão x recalque da prova de carga na superfície - B = 15,24 cm (6 pol.)	99
22b - Curva tensão x recalque da prova de carga na superfície - B = 30,48 cm (12 pol.)	99
22c - Curva tensão x recalque da prova de carga na superfície - B = 45,72 cm (18 pol.)	100
22d - Curva tensão x recalque da prova de carga na superfície - B = 60,96 cm (24 pol.)	100
22e - Curva tensão x recalque da prova de carga na superfície - B = 76,20 cm (30 pol.)	101
23 - Curva recalque x diâmetro sob uma tensão de 80 kPa	101
24 - Curvas de calibração de pressão	102

<u>Figura</u>	<u>Página</u>
25 - Curvas de calibração de volume	102
26 - Comparação dos módulos pressiométricos calculados manualmente e por computador, segundo Baguelin et alli, 1978	105
27a - Curva pressiométrica do ensaio n. 1 do furo n. 1.	107
27b - Curva pressiométrica do ensaio n. 2 do furo n. 1.	107
27c - Curva pressiométrica do ensaio n. 3 do furo n. 1.	108
27d - Curva pressiométrica do ensaio n. 4 do furo n. 1.	108
27e - Curva pressiométrica do ensaio n. 1 do furo n. 2.	109
27f - Curva pressiométrica do ensaio n. 2 do furo n. 2.	109
27g - Curva pressiométrica do ensaio n. 3 do furo n. 2.	110
27h - Curva pressiométrica do ensaio n. 1 do furo n. 3.	110
27i - Curva pressiométrica do ensaio n. 2 do furo n. 3.	111
27j - Curva pressiométrica do ensaio n. 3 do furo n. 3.	111
27k - Curva pressiométrica do ensaio n. 4 do furo n. 3.	112
27l - Curva pressiométrica do ensaio n. 5 do furo n. 3.	112
27m - Curva pressiométrica do ensaio n. 1 do furo n. 4.	113
27n - Curva pressiométrica do ensaio n. 2 do furo n. 4.	113
27o - Curva pressiométrica do ensaio n. 3 do furo n. 4.	114
28a - Curvas pressiométricas dos ensaios do furo n. 5..	115
28b - Curvas pressiométricas dos ensaios do furo n. 6..	115
28c - Curvas pressiométricas dos ensaios do furo n. 7..	116
28d - Curvas pressiométricas dos ensaios do furo n. 8..	116
29a - Curva pressiométrica do ensaio n. 1 do furo n. 9.	118
29b - Curva pressiométrica do ensaio n. 1 do furo n. 10	118

<u>Figura</u>	<u>Página</u>
29c - Curva pressiométrica do ensaio n. 1 do furo n. 11	119
29d - Curva pressiométrica do ensaio n. 1 do furo n. 12	119
29e - Curva pressiométrica do ensaio n. 1 do furo n. 13	120
30 - Perfis representativos dos resultados dos ensaios in situ	130
31 - Valores de k para areias e pedregulhos (Apud Baguelin et alli, 1978)	136
32a - Curva $p_1 \times q_r$	140
32b - Curva $p_1^* \times q_r$	140
32c - Curva $q_w \times q_r$	140
32d - Curva $z \times q_r$	140
32e - Curva $q_w \times p_1$	141
32f - Curva $p_1^* \times p_1$	141
32g - Curva $z \times p_1$	141
32h - Curva $q_w \times p_1^*$	141
32i - Curva $z \times q_w$	142
32j - Curva $z \times p_1^*$	142

LISTA DE QUADROS E TABELAS

<u>Quadro</u>	<u>Página</u>
1 - Ensaios realizados por vala escavada	49
2 - Diferenças básicas entre os pressiômetros de pavimenta- ção e de fundações	49

<u>Tabela</u>	<u>Página</u>
1 - Faixas de E_p e p_1 (Ménard, 1975; Apud Briaud et alli, 1983)	36
2 - Comparação de valores de capacidade de carga obti- dos segundo as fórmulas teóricas de Terzaghi, Meyerhoff, Brinch Hansen e Balla (Apud Bowles, 1968)	45
3 - Localização dos ensaios in situ, relativamente à um sistema de eixos x e y, e a uma referência de ni- vel	50
4 - Cotas de ensaios, forma de carregamento e sentido de deslocamento da sonda nos ensaios pressiométricos realizados em furos verticais	72
5 - Resumo dos ensaios de caracterização	77
6 - Valores de densidade in situ e umidade natural	79
7 - Número de golpes para penetração dos últimos 30 cm do amostrador do SPT	79

<u>Tabela</u>	<u>Página</u>
8a - Capacidade de carga, tensão admissível e respectivos recalques das provas de carga	97
8b - Capacidade de carga via provas de carga x Teoria de Terzaghi	97
9 - Comparação da pressão limite calculada manualmente e por computador	105
10a - Resultados dos ensaios pressiométricos executados no furo número 1	122
10b - Resultados dos ensaios pressiométricos executados no furo número 2	123
10c - Resultados dos ensaios pressiométricos executados no furo número 3	124
10d - Resultados dos ensaios pressiométricos executados no furo número 4	125
10e - Resultados dos ensaios pressiométricos executados nos furos números 5 a 8	126
10f - Resultados dos ensaios pressiométricos executados nos furos números 9 a 13	127
11a - Comparação dos módulos pressiométricos obtidos em furos horizontais e verticais	131
11b - Comparação das pressões limites obtidas em furos horizontais e verticais	131
12 - Resultados das provas de carga "vertical", dos ensaios pressiométricos "horizontais" e das tensões verticais in situ, correlacionados para esti-	

Tabela

Página

	mativa de k	131
13a -	Comparação de resultados de análise granulométrica obtidos via manual e via computador, para a amostra colhida à 50 cm de profundidade	169
13b -	Comparação de diâmetros menores do que 0,074 mm, determinados manualmente, por computador e pelo Nomograma de Casagrande	170
14a -	Comparação dos resultados pressiométricos determinados a partir de pontos corrigidos por curvas envolvendo as calibrações realizadas antes dos ensaios, após os ensaios e ambas	216
14b -	Comparação dos pontos do ensaio pressiométrico n. 1 do furo n. 1, corrigidos manualmente e por computador	217

SIMBOLOGIA

B	Largura ou diâmetro de uma fundação ou de uma placa de ensaio
c	Coesão
C_u	Coefficiente de uniformidade
d_c, d_n e $d_{máxima}$	Fatores de profundidade para determinação de q_r (Brinch Hansen)
D_r ou D	Profundidade de embutimento
D_w	Profundidade de embutimento equivalente
D_H	Diâmetro do furo pressiométrico
D_p	Diâmetro da sonda pressiométrica
DR	Densidade relativa
E	Módulo de deformação
E_0	Módulo de deformação medido no primeiro carregamento
E_p	Módulo pressiométrico
F	Afastamento mínimo entre a periferia da placa de ensaio e o limite da área de influência de qualquer outro ensaio
G	Módulo cisalhante
i_c, i_q e $i_{máxima}$	Fatores de inclinação de carga para determinação de q_r (Brinch Hansen)
I_0	Fator de influência para a geometria do carregamento na determinação de E

I_1	Fator de correção para a profundidade de execução de provas de carga
k	Módulo de reação do subleito
k	Fator pressiométrico de capacidade de carga
K_0	Coefficiente de empuxo de terra no repouso
N ou N_{30}	Número de golpes para penetração dos 30 cm finais do amostrador SPT
N_c	Número N ou N_{30} corrigido
N_c , N_n e N_{norm}	Fatores de capacidade de carga para determinação de q_r (Terzaghi, Meyerhoff e Brinch Hansen)
N_{norm}	Fator de capacidade de carga para determinação de q_r (Meyerhoff)
p_0	Tensão horizontal in situ
p_{0n}	Pressão correspondente ao início da fase pseudo-elástica do ensaio pressiométrico
p_r	Pressão correspondente ao final da fase pseudo-elástica do ensaio pressiométrico
p_1	Pressão limite
p_1^*	Pressão limite, descontada a tensão in situ normal ao eixo da sonda pressiométrica
P	Pressão
q	Tensão normal aplicada
q_0	Tensão vertical in situ
q_r	Capacidade de carga de uma fundação ou de uma placa de ensaio
Q	Carga aplicada

r	Coeficiente de correlação estatística
s	Recalque
s_c , s_m e $s_{\text{média}}$	Fatores de forma para determinação de q_r (Brinch Hansen)
v	Volume
v_0	Volume correspondente ao início da fase pseudo-elástica do ensaio pressiométrico
v_f	Volume correspondente ao final da fase pseudo-elástica do ensaio pressiométrico
V_c	Volume da sonda pressiométrica no estado deflato
V_m	Volume médio na fase pseudo-elástica do ensaio pressiométrico
Z	Profundidade
w_L	Limite de liquidez
w_p	Limite de plasticidade
alfa	Fator reológico para determinação de recalques (Ménard & Rosseau)
gama	Massa específica
lâmbda	Coeficiente de Mindlin para determinação de recalques
λ_{0d}	Fatores de forma para determinação de recalques (Ménard & Rosseau)
λ_c	Fatores de forma para determinação de recalques (Ménard & Rosseau)
mi	Coeficiente de Poisson

fi l Angulo de atrito interno

CAPITULO I

INTRODUÇÃO

A magnitude dos parâmetros de deformação e resistência do solo são de reconhecido interesse para a solução da maioria dos problemas geotécnicos. São, muitas vezes, avaliados a partir de ensaios de laboratório em amostras supostamente indeformadas, através de análises teóricas. A principal razão para se alterar esta metodologia, com a introdução de ensaios in situ, é a patente influência do amolgamento das amostras de solos argilosos e a dificuldade de retirada de amostras "indeformadas" de solos arenosos. A retirada e manuseio, por mais cuidadosos que sejam, amolgam, inevitavelmente e de forma não quantificável, as amostras obtidas.

Paralelamente ao desenvolvimento das técnicas experimentais e do estudo do comportamento do solo, tem-se evoluído nos métodos analíticos através de análises numéricas que, com o uso de computadores, viabilizam soluções mais realísticas dos problemas geotécnicos, no que se refere à delimitação de condições de contorno e definição de modelos de comportamento do solo, quais sejam, não-linear, heterogêneo e anisotrópico.

Os ensaios de laboratório têm como principais vantagens a definição das condições de contorno, o controle das condições

de drenagem e a pré-definição da trajetória de tensões. Por outro lado, os ensaios in situ apresentam a vantagem de estudar o solo em sua condição natural, em volume consideravelmente maior e ao longo do perfil do subsolo. Além disso, são, em termos gerais, mais econômicos e mais rápidos do que os ensaios de laboratório.

A adequada determinação da capacidade de carga de solos submetidos à ação de fundações superficiais de edifícios de pequeno porte é, na grande maioria das vezes, negligenciada e restrita a sondagens SPT, devido ao pequeno custo da obra e à pequena solicitação imposta ao solo. Este aspecto impõe a necessidade de se dispor de técnicas simples e econômicas, adequadas à estimativa de parâmetros de resistência e deformação para projetos de fundações superficiais. Tal estimativa pode ser feita através da aplicação de equações tradicionais que utilizam, basicamente, o ângulo de atrito interno do solo e/ou a coesão, determinados em laboratório, ou, de outra forma, através de relações semi-empíricas que utilizam resultados de ensaios in situ.

O intenso uso dos ensaios in situ, em ascensão mundial, constitui causa e efeito da estagnação das técnicas de amostragem, as quais não têm acompanhado o desenvolvimento das técnicas de ensaios laboratoriais e dos métodos analíticos. Tais ensaios assumem especial importância na determinação de propriedades mecânicas de solos arenosos ou pedregulhosos, sobretudo em estratos situados abaixo do nível d'água, tendo em vista a extrema dificuldade e, muitas vezes, impossibilidade, na obtenção

de amostras indeformadas.

O ensaio padronizado de penetração ou SPT (standard penetration test) é um ensaio in situ largamente empregado no Brasil e, praticamente, em todo o mundo, cujas vantagens principais são a simplicidade e rapidez de execução, o pequeno custo e a capacidade de reunir, em uma só operação, a coleta de amostras amolgadas representativas para o traçado do perfil do terreno e a avaliação da resistência do solo através do índice de resistência à penetração. É indispensável no auxílio a interpretação de resultados de ensaios sofisticados e de maior realidade física, podendo, em alguns casos, substituí-los.

As provas de carga constituem a forma clássica de se estudar as relações tensão-deformação e a capacidade de carga dos solos. Em que pese o elevado custo e tempo de ensaio e o conseqüente surgimento de ensaios in situ mais rápidos e de menor custo, a prova de carga permanece como um importante método de ensaio. É indicado em solos de difícil amostragem e, especialmente, naqueles cuja resistência cresce com a profundidade. A extrema variedade, anisotropia e heterogeneidade dos solos e a complexidade dos fatores que influenciam seu comportamento, afastam a possibilidade do estabelecimento de uma previsão verdadeiramente quantitativa do comportamento de um elemento de fundação. Nesse aspecto, a prova de carga apresenta a vantagem ímpar de simular, com boa aproximação, a solicitação real de uma sapata.

A utilização da técnica pressiométrica no estudo do comportamento tensão-deformação tem merecido grande destaque nos últimos anos. Isto se deve, basicamente, a forma de interpretação dos seus resultados por meio da teoria da elasticidade, sob um estado plano de deformações. O ensaio se fundamenta na expansão de uma cavidade cilíndrica infinita, simétrica em relação ao eixo, com adequadas soluções elásticas e elasto-plásticas. Além do tradicional pressiômetro de Ménard, utilizado em projetos de fundações, e do pressiômetro auto-perfurante, a Geotecnia dispõe hoje, de um equipamento criado especificamente para aplicação em projetos de pavimentação. No Brasil, o uso do pressiômetro para pavimentação está, atualmente, pouco difundido. A aplicação desse pressiômetro na determinação de parâmetros geotécnicos para projetos de fundações superficiais, constitui uma tentativa de transferir para a Engenharia de Fundações, as vantagens oferecidas por esse equipamento e procedimento de ensaio, sobretudo no que se refere ao baixo custo do equipamento e ensaio, simplicidade de execução de ensaio e portabilidade do equipamento. O ensaio pressiométrico, diferentemente de outros ensaios in situ, tais como "vane test" e "cone penetration test", mede propriedades de deformação e resistência do solo. É aplicável a maioria dos solos, apresenta um pequeno tempo de resposta e é pouco influenciado pelo efeito de escala. Seus resultados podem ser usados diretamente para prever o comportamento de fundações, sem a complementação de ensaios de laboratório.

OBJETIVOS

O trabalho de pesquisa apresentado tem o objetivo de estudar comparativamente o SPT, a prova de carga sobre placas e o ensaio pressiométrico - via pressiômetro de Briaud - aplicados à determinação da capacidade de carga de solos arenosos submetidos a ação de fundações superficiais, bem como estudar a viabilidade da utilização desse pressiômetro na determinação da capacidade de carga, em substituição à prova de carga sobre placas e ao SPT.

CAPITULO II

REVISAO BIBLIOGRAFICA

Ensaio Padronizado de Penetração (SPT)

Introdução

O método de sondagem à percussão data de 1902, quando o americano Charles R. Gow introduziu o método de amostragem a seco em substituição ao processo de circulação d'água, até então empregado. O amostrador bipartido surgiu em 1927, com L. Hart e F.A.Fletcher e, três anos depois, H.A.Mohr introduziu a contagem do número de golpes correspondentes à penetração de 30,48 cm (12 pol.) do comprimento do amostrador, após uma penetração inicial de 15,24 cm (6 pol.). No Brasil, a amostragem a seco foi introduzida em fins de 1930 por O. Grillo, então chefe da Seção de Solos e Fundações do IPT (Berberian, 1986). A utilização dos Índices de resistência à penetração dinâmica de amostradores para dimensionamento de fundações teve início, provavelmente, por volta de 1926, nos Estados Unidos, de forma extremamente empírica (Teixeira, 1966). A sondagem SPT é hoje utilizada no projeto de fundações das principais obras dos países americanos.

Princípio Básico do Ensaio

O ensaio consiste na cravação de um barrilete amostrador no solo, através de golpes de um martelo caindo livremente de uma altura padrão, registrando-se a penetração e o correspondente número de golpes.

Solicitação Imposta ao Solo

O SPT é, em última instância, uma prova de carga com grande razão deformação/área solicitada e penetrações associadas a deformações permanentes produzidas por cisalhamento. Impõe um carregamento rápido e dinâmico.

A penetração do amostrador ocorre, geralmente, em duas fases sucessivas. Inicialmente, sob um fenômeno de ruptura do solo sob a área anular do amostrador, de tal forma que o solo sobe a uma mesma altura dentro e fora do amostrador. Posteriormente, o solo introduzido forma um tampão, devido à superioridade das forças de atrito solo-aço dentro do amostrador, relativamente à capacidade de carga do solo sob a placa circular equivalente ao diâmetro do amostrador. A partir desse instante, a penetração se dá semelhantemente a de uma haste maciça.

Índice de Resistência à Penetração

Os penetrômetros dinâmicos foram originalmente projetados com o fito de se obter dados qualitativos sobre a resistência à penetração do solo e, em particular, para determinar a

compacidade de solos não-coesivos. Em muitas situações, porém, os resultados de sondagens SPT são empregados para estimar a capacidade de carga de solos submetidos à ação de fundações superficiais.

O índice de resistência à penetração, N , correspondente ao número de golpes associados à penetração dos últimos 30 cm do amostrador padrão, juntamente com a amostra coletada no amostrador ou por lavagem, fornece uma indicação qualitativa das propriedades mecânicas e estratigráficas do solo.

Teoricamente, não é possível aplicar os resultados do SPT diretamente à estimativa da capacidade de carga de solos submetidos à ação de fundações superficiais. A resistência à penetração é uma complexa função das características de deformação, resistência e compressibilidade do solo e não se pode assumir que as condições de ruptura são as mesmas sob o amostrador e sob uma sapata. Em consequência, nenhuma teoria matemática foi desenvolvida para o SPT e, assim, seu uso isolado na determinação da capacidade de carga de solos somente deve ocorrer na seleção preliminar do tipo de fundação ou no seu dimensionamento, nos casos em que não se justifique uma investigação mais detalhada, em função do custo envolvido em relação ao custo da estrutura.

Fatores que Influenciam os Resultados

Precisão da altura de queda, queda livre do martelo, conservação do equipamento, contagem do número de golpes, são

alguns dos inúmeros aspectos susceptíveis a falhas que conferem falta de uniformidade ao SPT. Neste trabalho não se pretende discutir os fatores que afetam os resultados do SPT, tão largamente explorados por diversos autores (Berberian, 1986; Bowles, 1968; deLima, 1979; Hvorslev, 1949; Sanglerat, 1972; Sanglerat & Sanglerat, 1982; Teixeira, 1974; entre outros).

Correções Propostas aos Resultados

É grande o número de correções propostas pelos especialistas, no sentido de corrigir os resultados do SPT, relativamente à influência de fenômenos inicialmente ignorados. Na aplicação do SPT em estudos de capacidade de carga de solos arenosos submetidos à ação de fundações superficiais, são as seguintes as principais correções propostas:

Efeito da tensão geostática

Em subsolos homogêneos, a capacidade de carga cresce com a profundidade. Segundo Vargas, 1979, "a experiência mostra que um acréscimo de 10%, por metro de profundidade, está dentro da segurança".

Gibbs e Holtz, 1957, apresentam uma correção na forma da Equação (1), onde q_v é a tensão geostática vertical, dada em kg/cm^2 e N_c o índice de resistência à penetração, corrigido.

$$N_c = N \times 352 / (100 \times q_v + 70,4) \quad (1)$$

Consideram, ainda, as seguintes restrições:

Se $N_c > 2 \times N$, adota-se $N_c = N_c / 1,5$

Se $N_c > 3 \times N$, adota-se $N_c = N_c / 2,0$

Efeito da dissipação dinâmica da poro-pressão

Em areias saturadas muito finas ou siltosas, em que se verifica um valor de N maior do que 15, Terzaghi e Peck, 1948, recomendam a correção na forma da Equação (2). Se baseia na suposição de que o índice de vazios crítico ocorre, aproximadamente, para N igual a 15 e, em solos finos, o baixo coeficiente de permeabilidade provoca um excesso de poro-pressão, dificultando a penetração do amostrador e, portanto, aumentando o valor de N .

$$N_c = 15 + 0,5 \times (N - 15) \quad (2)$$

Correlações entre o N do SPT e outros Parâmetros Geotécnicos

Um sem número de pesquisadores têm estabelecido correlações entre os valores N do SPT e os mais diversos parâmetros geotécnicos. A tentativa de determinar certas propriedades mecânicas dos solos utilizando os índices de resistência à penetração é criticada devido, principalmente, à falta de uniformidade das sondagens SPT.

Ângulo de atrito e densidade relativa

Nas areias, a dificuldade em se obter amostras indefor-

mas e em se reproduzir adequadamente as condições in situ, fazem do SPT um importante instrumento para a solução dos problemas geotécnicos. A resistência à penetração cresce com um aumento na densidade relativa ou na tensão de confinamento. Os valores de densidade relativa são, indiscutivelmente, de difícil determinação direta, sendo obtidos, empiricamente, através do SPT. A partir da densidade relativa se encontra na literatura várias correlações com o ângulo de atrito interno e, por conseguinte, com a capacidade de carga dos solos.

Meyerhoff, 1956, apresenta uma correlação entre o ângulo de atrito, f_i , e a densidade relativa, DR, na forma das Equações (3) e (4), onde f_i é dado em graus.

$$f_i = 30 + 15 \times DR; \text{ para areias puras} \quad (3)$$

$$f_i = 25 + 15 \times DR; \text{ para areias com mais de 5\% de finos} \quad (4)$$

A densidade relativa pode ser obtida a partir da Equação (5) - Gibbs e Holtz, 1957 - onde q_v é a tensão vertical in situ, em kgf/cm^2 .

$$DR = 21 \times [N / (q_v + 0,7)]^{1/2} \quad (5)$$

Pressão limite e módulo pressiométrico

A Figura (1) mostra resultados obtidos por Cassan, 1968-1969; Hobbs e Dixon, 1969; e Waschowski, 1976, em areias, margas, e areias siltsosas, respectivamente, verificando-se uma enorme dispersão entre os resultados dos ensaios pressiométricos

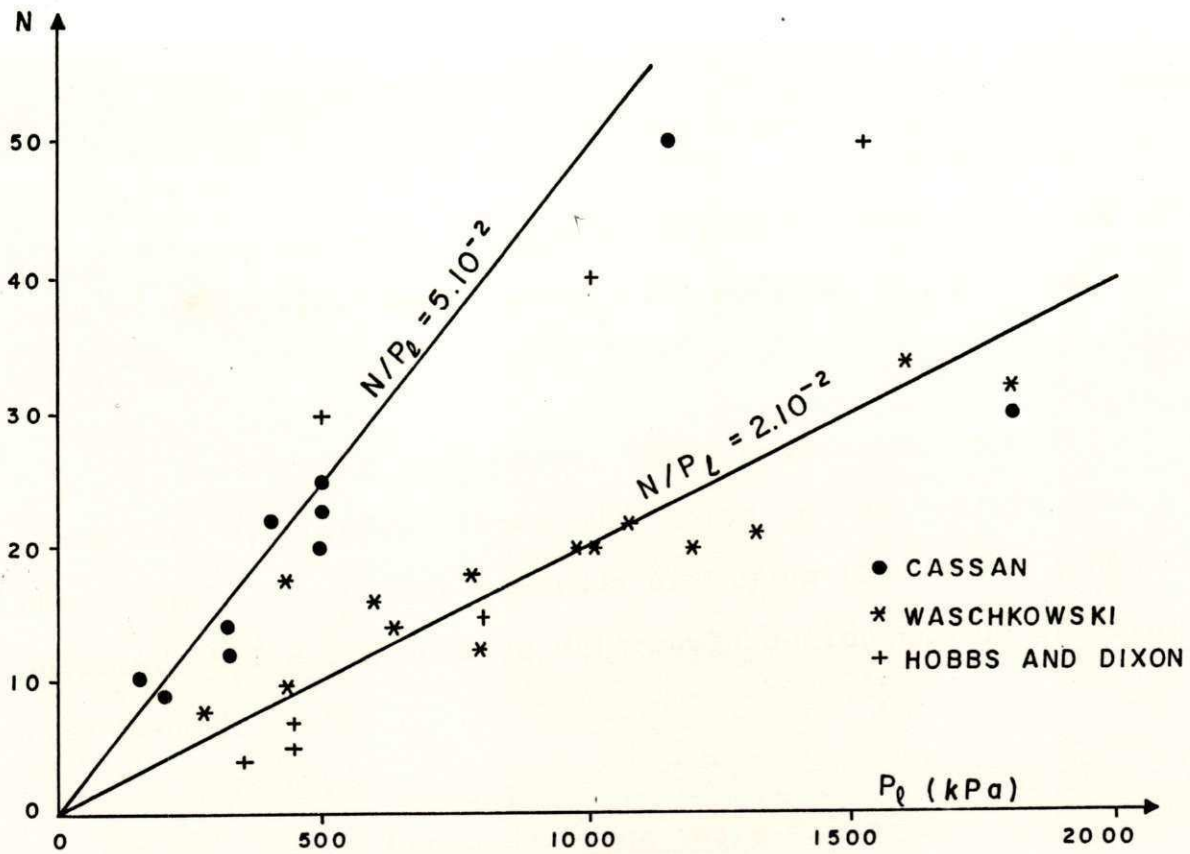


FIGURA 1 - COMPARAÇÃO ENTRE N E P_L (APUD BAGUELIN ET ALI, 1978).

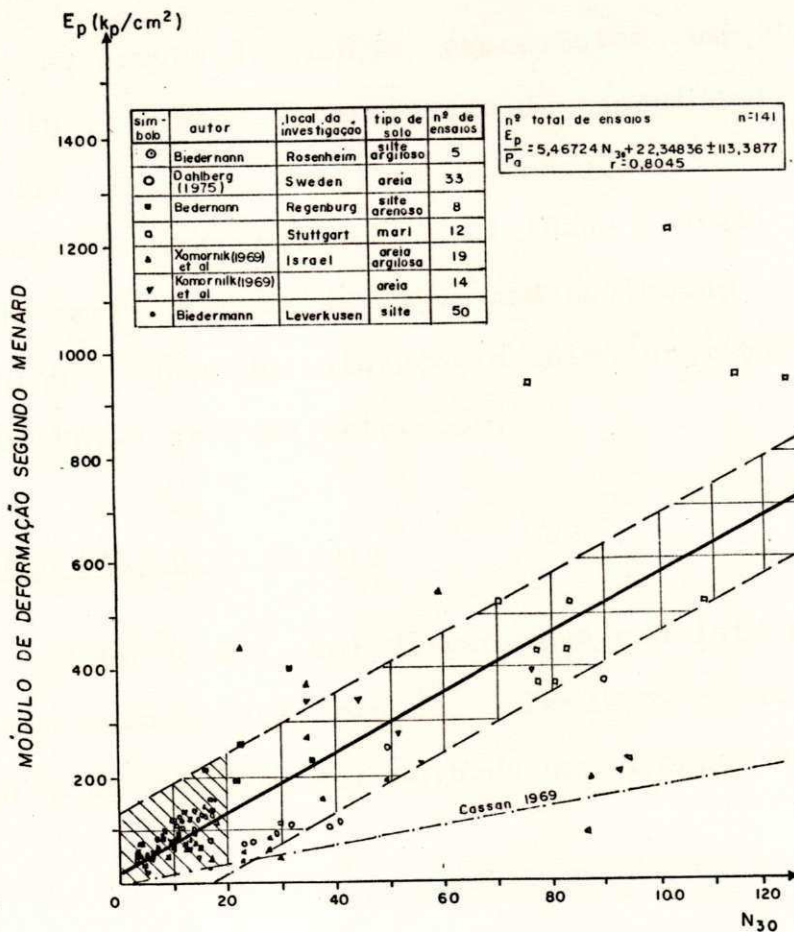


FIGURA 2 - CORRELAÇÕES ENTRE E_p E O N_{30} DO SPT (APUD SCHULTZE & BIEDERMANN, 1977)

e SPT. Ramaswamy, Daulah e Hasan, 1982, apresentam uma relação N/p_1 igual a 30, para uma areia siltosa de Bangladesh, em estado fofo ou denso, sem entretanto, se referir à qualidade desta correlação.

Schultze e Biedermann, 1977, comparando resultados coletados de diferentes tipos de solos e de várias pesquisas, obtiveram a correlação mostrada na Figura (2), entre o número de golpes do SPT e o módulo de deformação obtido com um pressiómetro tipo Ménard.

Prova de Carga sobre Placas

Introdução

As provas de carga representam um dos mais antigos ensaios in situ para determinação da capacidade de carga de solos submetidos à ação de carga de fundações. É mais adequadamente aplicável em solos cuja deformabilidade é praticamente imediata à ação das cargas, ou seja, solos pedregulhosos e silto-arenosos, em qualquer grau de saturação e solos argilosos e silto-argilosos, com baixo grau de saturação.

Princípio Básico do Ensaio

É um método semi-direto, que consiste no carregamento do solo com uma placa rígida, circular e de aço, através da aplicação de tensões, por meio de um macaco hidráulico atuando

contra um sistema de reação, com registro dos valores de tensões e recalques, através de um manômetro e um conjunto de extensômetros apoiados na placa, respectivamente. É importante ressaltar a possibilidade de se realizar provas de carga cujas deformações são medidas em várias profundidades abaixo da vertical que passa pelo centro da placa e, ainda, cujos recalques superficiais são medidos na placa e nas suas adjacências.

Curva Tensão x Recalque

A curva tensão x recalque de uma prova de carga sobre placas, com carregamento estático $\dot{\epsilon}$, geralmente, interpretada para determinar a capacidade de carga e o módulo de deformação. As técnicas de interpretação comumente utilizadas se baseiam na teoria da elasticidade, em correlações estatísticas, ou em análises através de elementos finitos.

(a) Teoria da Elasticidade: as diversas formulações existentes se fundamentam nas hipóteses básicas que admitem o solo como um meio semi-infinito, elástico, isotrópico e homogêneo. Apesar destas hipóteses não se confirmarem em um solo real, Barata, 1966, afirma que "a experiência mundial através dos anos tem mostrado que não são grandes as diferenças entre os valores medidos em obras de fundação e os calculados pela Teoria da Elasticidade".

Segundo Mitchell e Gardner, 1975, o módulo de deformação pode ser determinado através da Equação (6), onde B é o diâmetro da placa de ensaio, μ o coeficiente de Poisson, k o módulo de reação do sub-leito, I_0 um fator de influência para a superfície

de carga e I_1 um fator de correção (Fox, 1948) para a profundidade de ensaio.

$$E = I_0 \times I_1 \times k \times (1 - \mu^2) \times B \quad (6)$$

Os fatores de correção I_0 e I_1 traduzem a influência das variáveis envolvidas numa prova de carga, quais sejam: forma, rigidez e rugosidade da placa, anisotropia do solo, profundidade de ensaio, natureza das cargas aplicadas, etc. Segundo Carrier e Christian, 1973, a rugosidade não exerce influência significativa no comportamento tensão x recalque de placas carregadas em meios com coeficiente de Poisson menor do que 0,3. O fator I_1 considera o efeito de embutimento da placa no subsolo, e assume diferentes valores conforme a placa ocupe toda a seção da vala de sondagem, ou apenas parte dela.

A literatura apresenta, ainda, soluções para o caso de solos não-homogêneos, com módulo de deformação crescente com a profundidade (Barata, 1966; Gibson, 1967; Gibson, 1974).

(b) Correlações Estatísticas: as diversas correlações estatísticas apresentadas pela literatura, resultam da observação do comportamento de estruturas e fundações, e posterior comparação e ajustamento com resultados experimentais.

O recalque de uma sapata assentada em areia, por exemplo, pode ser estimado através da Equação (7), proposta por Terzaghi et alli, 1948, na qual B é o diâmetro ou largura da sapata, B_1 o diâmetro da placa de ensaio, s é o recalque da sapata e s_1 o recalque da placa.

$$s/s_1 = [(2 \times B)/(B + B_1)]^2 \quad (7)$$

Em areias e pedregulhos, a capacidade de carga cresce linearmente com o tamanho da fundação. Segundo Leonards, 1962, em solos arenosos homogêneos, se a largura da fundação vale B_f e a largura da placa de ensaio, B_p , a capacidade de carga da fundação, q_f , pode ser estimada a partir da capacidade de carga da placa, q_p , na forma da Equação (8). De acordo com Bowles, 1968, a Equação (9) representa essa relação, com M correspondendo aos fatores N_c e N_u , e N, ao fator $N_{\text{unconf}}.$

$$q_f = q_p \times (B_f/B_p) \quad (8)$$

$$q_f = M + N \times (B_f/B_p) \quad (9)$$

(c) Método dos Elementos Finitos: o método dos elementos finitos oferece soluções para diferentes tipos e formas de carregamentos, sob diversas condições de anisotropia, homogeneidade, linearidade, nível de tensões, etc. Carrier e Christian apresentaram em 1973, um abrangente estudo acerca da aplicação desse método à análise de provas de carga sobre placas.

O modo de ruptura depende, basicamente, da compressibilidade do solo, da densidade relativa, da tensão de confinamento e das condições de carregamento. Em fundações superficiais ocorre, geralmente, ruptura geral em solos incompressíveis (areias compactas e argilas rijas) e ruptura local em solos compressíveis (areias fofas e argilas moles). Em solos com ruptura generalizada, a tensão de ruptura é facilmente identifi-

cável e equivale à tensão cujo ponto inicia, na curva tensão x recalque, um trecho reto paralelo ao eixo dos recalques ou, até mesmo, à tensão cujo ponto representa, na referida curva, um pico seguido de brusca queda. Nos solos com ruptura local, caso de interpretação mais sutil, não existe uma tensão de ruptura bem definida e alguns autores (Costa Nunes, 1956; Terzaghi et alli, 1948) admitem que a tensão de ruptura pode ser definida como equivalente à tensão cujo ponto, na curva tensão x recalque, limita o trecho inicial curvo, separando-o do trecho final reto. Existem diversos critérios para fixação de tensões admissíveis do solo. Se baseiam em recalques admissíveis ou em segurança à ruptura e variam conforme o tipo de solo. Com base em recalques, se define tradicionalmente a tensão admissível como metade da tensão que provoca um recalque de 25 mm, ou a tensão que provoca um recalque de 10 mm, prevalecendo o menor valor. Mais racionalmente, define-se a tensão admissível a partir do recalque máximo admissível para a obra em projeto. Com base na ruptura, costuma-se definir a tensão admissível através da utilização de um fator de segurança aplicado à tensão de ruptura. Esse fator é função, basicamente, do tipo de obra e do conhecimento do solo.

Fatores que Influenciam os Resultados

Os resultados do ensaio de placas são afetados pelas variações de propriedade do solo, até o limite de profundidade em que atuam significativamente as tensões devidas à carga aplicada. Os fatores, relativos ao ensaio, que influenciam os resultados

são, basicamente, as dimensões, rigidez e forma da placa, o tipo de carregamento e o número de repetições. Deve se considerar, ainda, imperfeições na execução do ensaio, tais como mal regularização da superfície de ensaio, descentralização ou desaprumo da carga aplicada e erros nas leituras de tensões e recalques. No que se refere a velocidade de aplicação das cargas, o efeito da viscosidade conduz, sobretudo em solos argilosos, a uma relação de proporcionalidade inversa entre as deformações e as correspondentes velocidades de carregamento.

Segundo Barata, 1966, a lei de linearidade de Housel, sob a qual as tensões referentes a um mesmo recalque de placas com diferentes dimensões, se situam sobre uma mesma reta, vale integralmente, sob o ponto de vista teórico, apenas para ensaios realizados na superfície, tendendo a validade em grandes profundidades (maiores do que 5 m).

Mital, 1985 refere-se a estudos de Burmister, 1963, segundo o qual, para placas com diâmetro superior a 30 cm, o comportamento tensão x recalque é regido pela capacidade de carga do solo.

O tamanho da placa é de importância capital no ensaio. Vargas, 1978, apresenta a curva da Figura (3), onde se observa que a proporcionalidade entre recalques e diâmetros ocorre apenas em um trecho intermediário da curva. O trecho inicial mostra recalques medidos maiores do que os valores teóricos, devido ao efeito de ponta, que provoca o puncionamento do terreno por placas de pequeno diâmetro. No trecho final, tem-se recalques

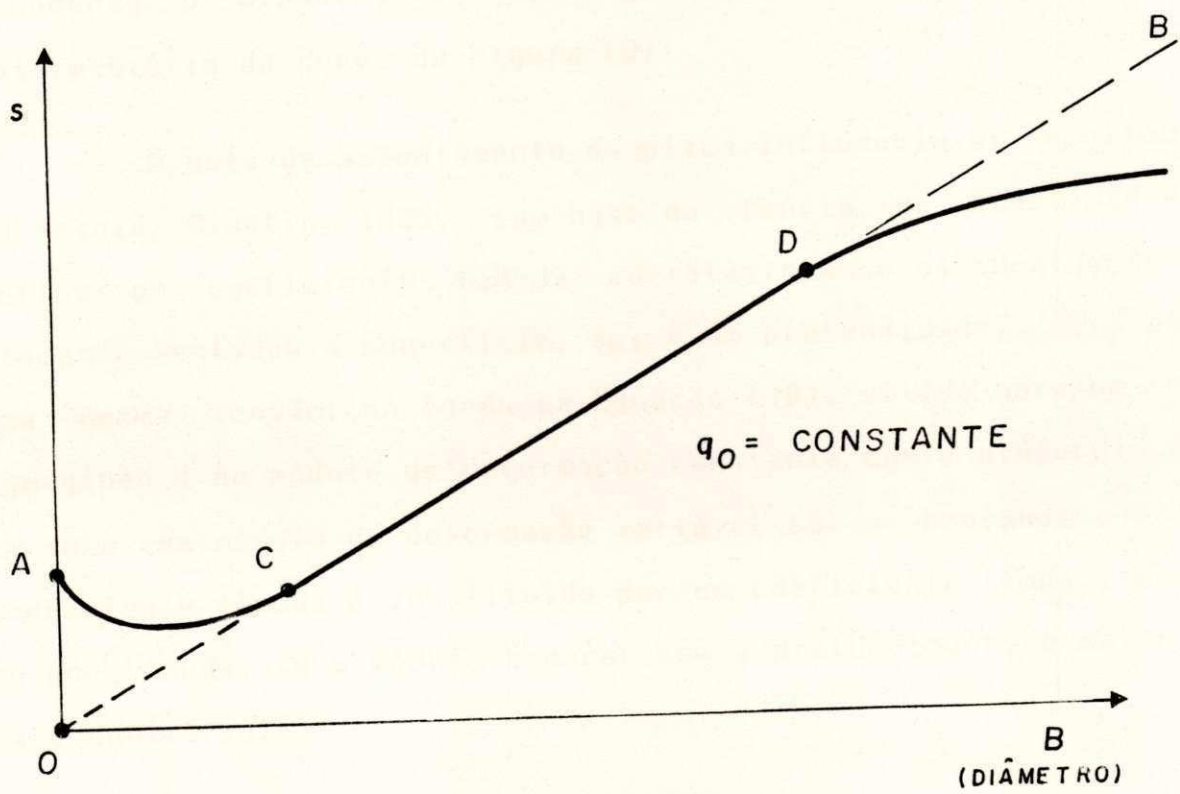


FIGURA 03 - CURVA RECALQUE x DIÂMETRO DA PLACA PARA UMA CERTA PRESSÃO q_0 (APUD VARGAS, 1978).

medidos menores do que os teóricos, em função do aumento de E com a profundidade, já que são atingidas maiores profundidades pelas tensões aplicadas por placas maiores. Feda, 1978, apresenta resultados de Press, 1930, que confirmam esse comportamento em um solo arenoso. Segundo Vargas, 1979, a área da placa, para determinação da capacidade de carga de solos submetidos à ação de fundações superficiais deve ser superior a 4.000 cm²; a ABNT recomenda o diâmetro de 0,80 m, situado no trecho linear intermediário da curva da Figura (3).

A cota de assentamento da placa influencia os resultados do ensaio. Mindlin, 1936, com base na teoria da elasticidade, define um coeficiente λ , correlacionando os recalques de placas assentadas à superfície, s_w , e em profundidade, s_n , para uma mesma tensão, na forma da Equação (10), válida para um solo homogêneo e de módulo de deformação constante com a profundidade. Em solo com módulo de deformação variável com a profundidade, o coeficiente λ é substituído por um coeficiente λ_e , menor do que λ , se o módulo crescer com a profundidade, e maior em caso contrário.

$$s_n = \lambda \times s_w \quad (10)$$

Limitações do Ensaio

A interpretação dos resultados de provas de carga exige a conscientização da interdependência entre o bulbo de tensões e a magnitude da área carregada. Esse aspecto assume importância

face a eventualidade de existência de uma camada fraca em profundidade não alcançada pelo bulbo de tensões criado pelo ensaio, mas que pode ser atingida pelo bulbo correspondente ao elemento de fundação. As placas têm reduzidas dimensões em razão, basicamente, da dificuldade de se aplicar cargas de reação compatíveis com as exigidas por placas maiores.

A prova de carga sobre placas é de custo relativamente alto, demanda um considerável intervalo de tempo e é de execução laboriosa. A forma ideal de execução, em profundidade e em cava fechada (Barata, 1984), é de difícil exequibilidade, devido a dificuldades operacionais. Por se tratar de um ensaio rápido, não permite a investigação de recalques por adensamento. Deste modo, os resultados obtidos sobre camadas compressíveis, podem ser erroneamente interpretados. Com a finalidade de indicar as características das camadas de solo sobre o qual se executa a prova de carga, a sondagem SPT assume importante papel.

Ensaio Pressiométrico

Introdução

O ensaio pressiométrico foi introduzido por Kogler e Scheidig em 1930 e, posteriormente, desenvolvido por Ménard (deLima, 1979). Hoje, existem diferentes tipos de pressiómetro, que podem ser classificados em três categorias: pressiómetro de Ménard, pressiómetro auto-perfurante e o pressiómetro de pavimentação (ou pressiómetro de Briaud). O pressiómetro para pavimenta-

ção foi desenvolvido a partir de 1976, na Universidade de Ottawa, com o intuito de substituir o ensaio de placas por um ensaio mais econômico e de execução mais fácil, capaz de fornecer parâmetros para projetos de novas pistas aeroportuárias e para avaliação das pistas existentes no Canadá (Briaud & Shields, 1979). O equipamento e procedimento de ensaio, especificamente desenvolvidos para aplicação em projetos de pavimentação, apresentam baixo custo. A execução do ensaio é simples e o equipamento portátil.

Princípio Básico do Ensaio

O ensaio pressiométrico é uma verificação do comportamento tensão-deformação in situ, executada nas paredes de um furo, através de uma sonda cilíndrica, expansível radialmente. No caso específico do pressiômetro de pavimentação, consiste no bombeamento manual de água para a sonda pressiométrica e registro dos valores do volume de água bombeada e da pressão correspondente. O incremento de pressão se dá em função da resistência oferecida pelo solo ao aumento de volume da sonda.

Furo de Sondagem

A inserção da sonda na cota a ensaiar é uma importante etapa do ensaio. Existem diversas formas de preparação do furo e sua escolha é função, basicamente, do tipo de solo e da profundidade. Segundo Briaud et alli, 1979, o amolgamento do solo em consequência da preparação do furo, altera o valor do módulo de Young em, aproximadamente, 30%, relativamente ao solo no

estado indeformado, e é particularmente importante em solos fofos ou moles.

Schmertmann e Hartmann, 1975, apresentam uma análise do efeito de uma zona de amolgamento no furo de sondagem e concluem que, se a zona de amolgamento tem módulo E_1 e as demais um módulo E_2 , o módulo obtido através do ensaio pressiométrico situa-se entre esses limites.

As Figuras (4a) e (4b) apresentam curvas padrão pressão x volume de ensaios em furos inadequadamente executados. Nas curvas (2a) e (2b), da Figura (4a), um elevado v_p resulta de um furo com grande diâmetro. No caso de solo rijo - curva (2b) - o módulo de deformação é, usualmente, representativo; em solos moles, o alargamento do furo resulta, em geral, na formação de cavidades nas paredes e, em consequência, na subestimação do módulo de deformação. As curvas (1a) e (1b) da Figura (4a) apresentam um v_p nulo, em consequência de um furo com reduzido diâmetro. Ocorre, normalmente, em solos expansivos. A curva inicia-se tangente ao eixo das pressões e o módulo de deformação não tem significado real. A curva (2) da Figura (4b) mostra dois valores de v_p , o que indica a presença de material estranho entre a sonda e o solo. Os resultados além do segundo v_p são geralmente aceitos. Finalmente, a configuração aproximadamente reta da curva (1) da Figura (4b), reflete extremo amolgamento do solo (Bague-lin, Jezequel & Shields, 1978). Essas curvas referem-se a ensaios executados com um pressiômetro tipo Ménard. Ao contrário do módulo pressiométrico, a pressão limite não é significativamente

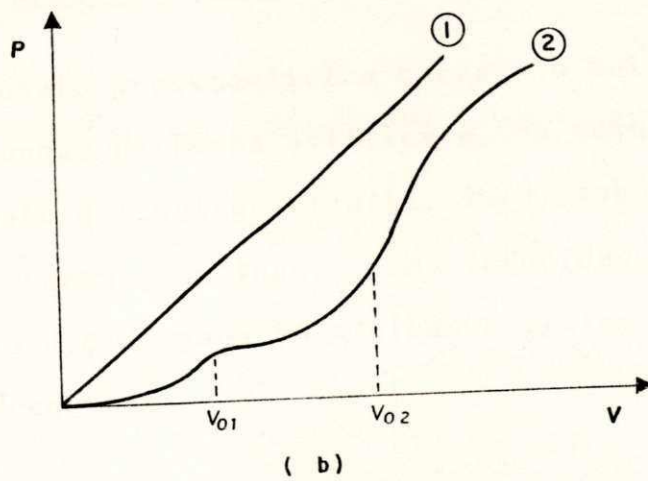
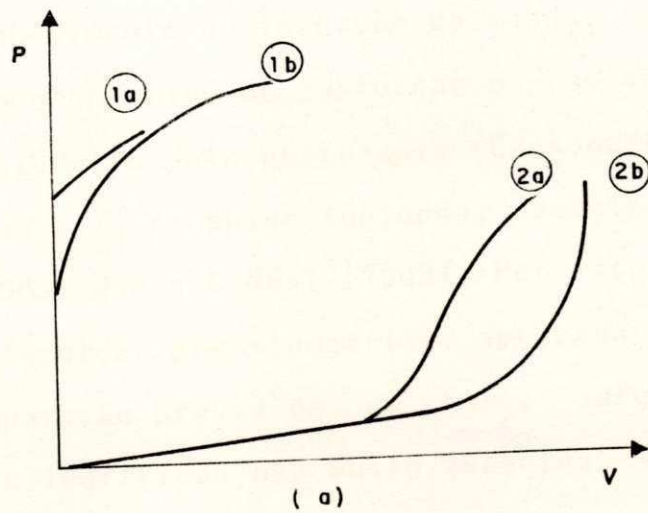


FIGURA 4 — CURVAS PRESSIOMÉTRICAS DE ENSAIOS EXECUTADOS EM FUROS INADEQUADOS (APUD BAGUELIN ET ALLI, 1978).

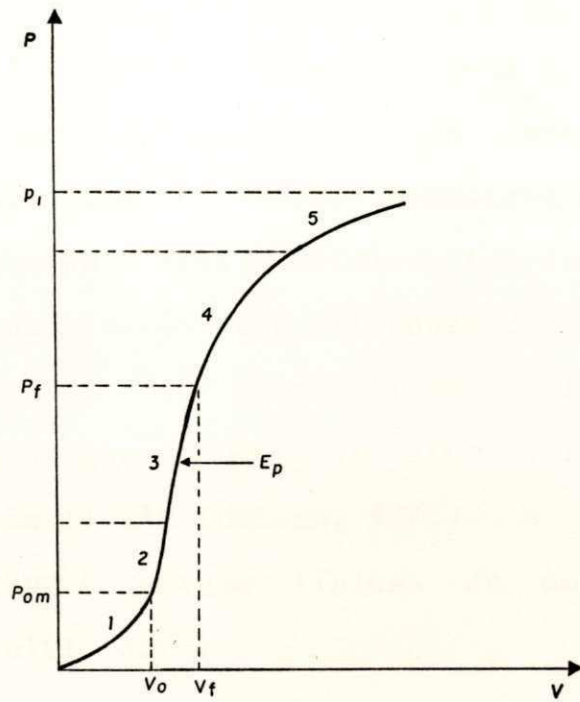
afetada pelo amolgamento resultante da preparação do furo. Roy, Juneau, La Rochelle e Tavenas, 1975, executando ensaios pressiométricos em argilas sensíveis, obtiveram valores semelhantes de pressão limite, em furos preparados por três métodos diferentes. Segundo Briaud, 1979, para a maioria dos solos granulares, não existe um procedimento de inserção da sonda, capaz de não amolgar o solo. Com o objetivo de contornar o problema da preparação do furo, o pressiômetro auto-perfurante (Cankometer) assumiu o alvo das pesquisas mais recentes (Ghionna, Jamiolkowski, Lancellota & Manassero, 1989; Jones & Rust, 1989). Por isso, quando se deseja estudar a técnica pressiométrica, aplicada a pressiômetros que exigem a preparação prévia de um furo, surge a restrição de consultas bibliográficas não muito recentes.

Solicitação Imposta ao Solo

O ensaio pressiométrico carrega o solo na direção normal ao eixo da sonda, de forma estática e, no caso do procedimento de ensaio proposto por Briaud et alli, 1979, sob deformação controlada e de forma contínua, com velocidade que resulta em um comportamento não-drenado em argilas e siltes finos e drenado em areias e pedregulhos.

Curva Pressão x Volume

A Figura (5) apresenta uma curva pressão x volume ideal, cuja interpretação compreende cinco fases sucessivas: (a) trecho 1: fase inicial; é atingido o equilíbrio do conjunto sonda-furo-



P_{0m} - PRESSÃO INICIAL DO TERRENO
NO REPOUSO

V_0 - VARIAÇÃO DE VOLUME NECESSÁRIA
A RESTABELECER AS CONDIÇÕES
INICIAIS DO TERRENO.

1 - FASE DE COLOCAÇÃO
EM EQUILÍBRIO

2 - FASE ELÁSTICA

3 - FASE PSEUDO-ELÁSTICA

4 - FASE PLÁSTICA

5 - FASE DE EQUILÍBRIO
LÍMITE

FIGURA 5 - CURVA PRESSIOMÉTRICA TÍPICA (APUD. DE LIMA, 1979).

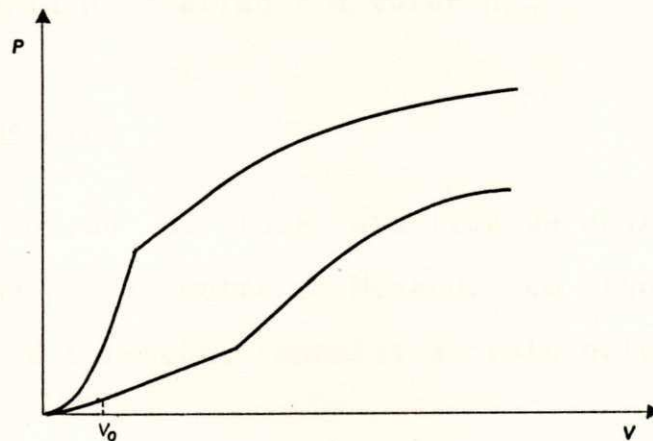


FIGURA 6 - CURVAS PRESSIOMÉTRICAS TÍPICAS DE MATERIAIS HETEROGÊNEOS
(APUD BAGUELIN ET ALLI, 1978).

terreno e restabelecido o nível original de tensões; (b) trecho 2: eventual fase elástica, sob baixas tensões; (c) trecho 3: fase pseudo-elástica, com deformações lineares; é definido o módulo de deformação ou módulo pressiométrico; (d) trecho 4: fase plástica; aumentam as deformações e é ultrapassado o limite de plasticidade; e (e) trecho 5: fase de equilíbrio limite; ocorrem deformações excessivas que tendem a um valor assintótico de pressão, ou seja, à pressão limite (deLima, 1979). A Figura (6) apresenta curvas pressão x volume típicas de um material heterogêneo (Baguelin et alli, 1978).

O limite superior do trecho "reto" 3 da curva da Figura (5) representa, através de sua ordenada, o valor da pressão de "creep". O ponto correspondente ao limite inferior desse trecho é utilizado para estimativa do valor do coeficiente de empuxo de terra no repouso. Todavia, tal determinação deve ser cuidadosamente investigada, face à influência da forma de posicionamento da sonda no maciço; da escassez de pontos no início do ensaio; e da resistência da membrana da sonda, relativamente à pequena pressão necessária para atingir o valor p_{em} .

Módulo Pressiométrico

A definição da fase elástica do ensaio é facilitada, relativamente ao pressiômetro de Ménard, em função da pequena magnitude das deformações impostas ao solo pelo pressiômetro de pavimentação.

Admitindo-se o solo como um meio elástico e linear no trecho 3 da curva da Figura (5), tem-se, com base na teoria da elasticidade para expansão de cavidades cilíndricas (Lamé, 1852), a Equação (11), onde G é o módulo cisalhante, Δp a variação de pressão na cavidade, Δv a variação de volume na cavidade e V o volume da cavidade, durante a fase elástica. Vesic, 1972, refere-se à teoria da expansão de cavidades cilíndricas e sua utilização na interpretação de ensaios pressiométricos.

$$G = V \times \Delta p / \Delta v \quad (11)$$

Enquanto a inclinação da curva pressiométrica é constante no trecho 3, o volume varia. Portanto, o valor de G depende de uma referência ao longo do segmento v_o, v_r . Por convenção, utiliza-se o valor médio desse segmento, V_m , de modo que:

$$V = V_m = V_c + (v_o + v_r) / 2$$

Onde: V_c = volume da sonda no estado deflatado

Para um meio elástico e linear, com coeficiente de Poisson μ_i e módulo de deformação E , tem-se:

$$G = E / [2 \times (1 + \mu_i)]$$

Adotando-se $\mu_i = 0,33$ (Centre d'Etudes Ménard, 1967), tem-se a expressão final do módulo pressiométrico E_p , na forma da Equação (12).

$$E_p = 2,66 \times V_m \times \Delta p / \Delta v \quad (12)$$

Pressão Limite

Teoricamente, no final da fase plástica, o furo se expande indefinidamente, sem incrementos adicionais de pressão. A pressão limite, parâmetro indicador da capacidade de carga dos solos, é definida como a pressão necessária para duplicar o volume inicial da cavidade, ou seja, a pressão no ponto cujo volume vale $(2 \times v_0 + V_c)$. Independentemente da qualidade do furo é, geralmente, necessário extrapolar a curva pressão x volume, para determinação da pressão limite. Dentre os vários métodos de extrapolação destacam-se a extrapolação visual da curva - método mais simples e, obviamente, subjetivo - e o método log x log (Jezequel, Lemmé & Saintilan, 1974) que consiste em plotar num sistema de eixos ortogonais com escalas logarítmicas, a pressão corrigida no eixo das ordenadas e $(v - v_0)/(V_c + v_0)$, com v igual aos volumes corrigidos, no eixo das abscissas, determinando-se a pressão limite através da ordenada correspondente ao ponto de abscissa um.

Capacidade de Carga via Pressão Limite

Associando-se a penetração de uma sapata circular com a expansão de uma cavidade esférica, a capacidade de carga de uma fundação é dada pela pressão limite relativa a expansão de uma cavidade esférica. No entanto, o ensaio pressiométrico está associado com a expansão de uma cavidade cilíndrica e, por conseguinte, a razão entre a capacidade de carga de uma sapata

circular e a pressão limite pode ser expressa através de um fator - fator pressiométrico de capacidade de carga, k (Briaud, Tucker & Felio, 1983).

Ménard, 1963, apresenta uma relação entre a capacidade de carga de um solo submetido à ação de uma sapata e a pressão limite, na forma da Equação (13), onde q_r é a capacidade de carga, q_0 a tensão vertical devida ao peso de terra ao nível da sapata, p_1 a pressão limite, p_0 a tensão lateral de terra ao nível de execução do ensaio pressiométrico e k o fator de suporte dependente, principalmente, do tipo de solo e da profundidade da fundação, e em menor extensão, do tipo e forma da fundação. Em solos duros, p_1 assume valores elevados e, por isso, uma estimativa inadequada de p_0 não exerce influência significativa em $p_1^* = p_1 - p_0$. Em solos moles, ao contrário, p_0 é importante mas pode, felizmente, ser razoavelmente estimado a partir do valor do coeficiente de empuxo de terra no repouso, k_0 . Embora k possa ser avaliado através de teorias plásticas, se utiliza, geralmente, os ábacos de Ménard; Baguelin, Jezequel e Shields; e o ábaco de Bustamante e Gianselli. Segundo Baguelin et alli, 1978, o fator k varia, geralmente, de 0,8 a 9. Os ábacos B.J.S. e de Ménard, fornecem semelhantes valores de k , enquanto os ábacos B.G. dão valores mais baixos. Neste trabalho utiliza-se os ábacos B.J.S., que expressam k em função da razão entre a profundidade e a largura da fundação; do tipo de solo; e da resistência, expressa pela pressão limite. Parecem fornecer uma determinação mais detalhada de k (Briaud et alli, 1983).

$$q_r = q_{\sigma} + k \times (p_1 - p_{\sigma}) \quad (13)$$

Como ensaio in situ, o ensaio pressiométrico deveria apresentar resultados que refletissem o tipo de solo e suas condições. Todavia, o fator k varia com essas características e isto se deve, segundo Baguelin et alli, 1978, ao fato de que o pressiômetro mede, realmente, apenas a porção de pressão passiva da capacidade de carga, diferentemente de uma prova de carga sobre placas. Deste modo, k varia com o grau de influência que tem a zona de pressão passiva na capacidade de carga.

Na definição do fator k , a profundidade de embutimento da fundação (D) e a pressão limite (p_1^*) são determinados segundo três metodologias básicas, a saber: solo homogêneo, solo com duas camadas e caso geral (Baguelin et alli, 1978).

(a) solo homogêneo: admitindo-se que o solo é homogêneo, ou seja, vale o esquema da Figura (7a), a profundidade de embutimento é a própria cota de assentamento da fundação e a pressão limite é a pressão média medida, com desvio padrão mínimo.

(b) perfil com duas camadas: compreende os casos em que a camada de suporte está a uma certa profundidade da superfície, sob uma camada fraca (Figura 7b). Embora a capacidade de carga possa ser calculada a partir da pressão limite da camada inferior e da espessura de embutimento da fundação nessa camada, tal procedimento subestima a capacidade de carga real, porque despreza a resistência da camada superior. Por isso, considera-se o efeito

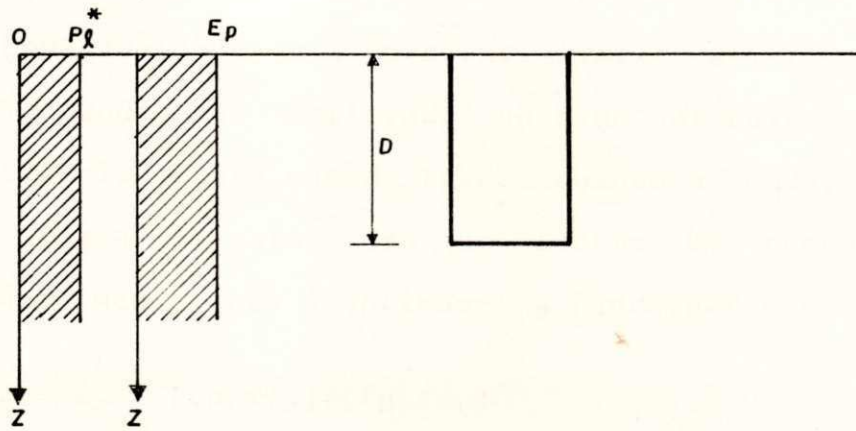


FIGURA 7a - FUNDAÇÃO TÍPICA EM SOLO HOMOGÊNEO

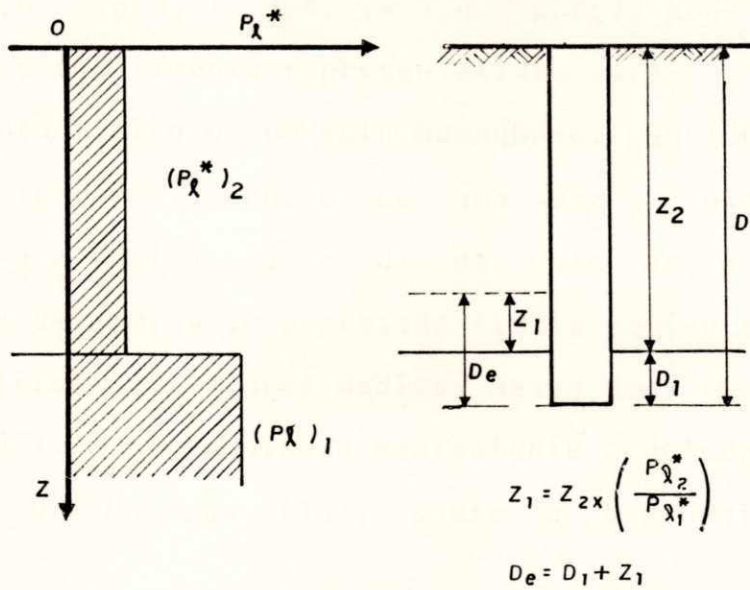


FIGURA 7b - FUNDAÇÃO EM SOLO COM DUAS CAMADAS

de confinamento da camada superior, através de uma espessura reduzida equivalente, relativa à resistência da camada inferior (Equação 14). Desta forma, utiliza-se uma profundidade equivalente (D_w) - Equação (15) - e a pressão limite maior. Semelhante procedimento pode ser utilizado no eventual caso de camada de maior resistência, sobre camada fraca, quando a fundação assenta na camada fraca (sapatas sob um aterro bem compactado, por exemplo). Geralmente, não é aplicável a fundações superficiais.

$$z_1 = z_2 \times [(p_1^*)_2] / [(p_1^*)_1] \quad (14)$$

$$D_w = D_1 + z_1 \quad (15)$$

(c) caso geral: frequentemente, os perfis de solo apresentam resistência variável de ponto a ponto e, em particular, com a profundidade, devido às variações no tipo de solo, heterogeneidade, estado de tensões, etc. Quando essas variações não são muito grandes ($0,6 \times p_1^* \leq p_1^* \leq 1,4 \times p_1^*$), pode-se admitir uma resistência e embutimento representativos para o solo e utilizar o procedimento típico de um solo homogêneo. Considera-se uma zona de influência com extensão de uma vez e meia o diâmetro da sapata, acima e abaixo ($3 \times B$) da cota de assentamento da fundação, e determina-se a pressão limite equivalente através da média geométrica dos valores medidos nessa zona (Centre d'Etudes Ménard, 1967). A profundidade equivalente é determinada a partir do somatório da Equação (16), sobre a profundidade real de embutimento.

$$D_w = \text{somatório de } (\Delta z_i \times [(p_1^*)_i] / [(p_1^*)_w]) \quad (16)$$

Baguelin et alli, 1978, comentam, ainda, soluções para casos específicos não enquadrados nas condições (a), (b) e (c) acima.

Recalques

O método de previsão de recalques proposto por Ménard e Rosseau, 1962 - fórmula semi-empírica expressa na Equação (17) - difere consideravelmente dos métodos clássicos e se baseia no módulo cisalhante, ao passo que aqueles se baseiam no módulo de compressibilidade, geralmente medido no ensaio de adensamento. A Equação (17), válida para solos homogêneos, pode ser aplicada a solos heterogêneos, dividindo-se o solo em camadas fictícias de espessuras iguais a $B/2$, sob a base da fundação de largura B , e determinando-se, no caso de existirem vários módulos numa mesma camada, um módulo representativo da camada, através de uma média harmônica dos diversos valores. O módulo utilizado na primeira parcela de recalque equivale, neste caso, ao valor representativo da primeira camada fictícia, determinando-se o módulo da segunda parcela, através da Equação (18), onde $E_{h,q}$ é a média harmônica dos módulos das camadas p a q .

$$s = [2 \times (q - q_0) \times B_0 \times (\lambda_{d_0} \times B/B_0)^{1/r_m}] / (9 \times E) + \text{[alfa} \times (q - q_0) \times \lambda_{d_c} \times B] / (9 \times E) \quad (17)$$

$$1/E = 1/4 \times [1/E_1 + 1/(0,85 \times E_2) + 1/E_{3/4/5} + 1/(2,5 \times E_{6/7/8}) + 1/(2,5 \times E_{9/10})] \quad (18)$$

Na Equação (17), s é o recalque final; E o módulo pressiométrico; q a tensão aplicada ao solo pela fundação; q_0 a tensão vertical

devida ao peso de terra sobrejacente à fundação, em termos de tensão total; B_0 , uma largura de referência, geralmente igual a 60 cm; B a largura ou diâmetro da fundação, maior ou igual a B_0 ; α um fator reológico, função do tipo de solo e da razão E_p/p_1 ; e λ_d e λ_c fatores de forma, função da razão entre o comprimento e a largura da fundação.

Limitações do Ensaio

O ensaio pressiométrico, tal como a maioria dos ensaios in situ, exige a realização de ensaios de identificação do solo - sondagens SPT, por exemplo - para uma adequada interpretação de seus resultados. No entanto, embora os resultados de um ensaio pressiométrico não sejam suficientes para identificar o solo, a razão E_p/p_1 fornece uma indicação preliminar do tipo de solo. Baguelin et alli, 1978, sugerem a seguinte classificação:

- 4 a 7 : areias muito fofas a fofas, saturadas;
- 7 a 10 : areias compactas a muito compactas;
- 8 a 10 : turfas e argilas moles a duras;
- 10 a 20 : argilas rijas a muito rijas;
- 12 a 15 : loess.

Ménard, 1975, sugere uma classificação mais detalhada, através de valores limites de módulo pressiométrico do primeiro carregamento, E_p , e da pressão limite, p_1 , conforme mostrado na Tabela (1). Mehta, 1989, refere-se a outra classificação, com base em faixas de variação da pressão limite.

O objetivo do ensaio pressiométrico é criar condições

Solo	E_s em bares	p_1 em bares
lama, turfa	2 a 15	0,2 a 1,5
argila mole	5 a 30	0,5 a 3,0
argila média	30 a 80	3,0 a 8,0
argila rija	80 a 400	6,0 a 20,0
marga	50 a 600	6,0 a 40,0
areia siltosa fofa	5 a 20	1,0 a 5,0
silte	20 a 100	2,0 a 15,0
areia e pedregulho	80 a 400	12,0 a 50,0
areias sedimentares	75 a 400	10,0 a 50,0
calcário	800 a 200.000	30,0 a > 100,0
aterro recente	5 a 50	0,5 a 3,0
aterro velho	40 a 150	4,0 a 10,0

Tabela (1) - Faixas de E_s e p_1 (Ménard, L. 1975, Apud Briaud et alli, 1983)

planas de deformação no solo em torno da cavidade cilíndrica. Teoricamente, tais condições somente podem ser obtidas se a sonda for infinitamente longa. Hartman, 1974, conclui, através da teoria da elasticidade, que ao se utilizar uma sonda com célula única, a razão entre o comprimento e o diâmetro deve ser, no mínimo, oito, para que se mantenham as características de deformação numa faixa de 5% daquelas referentes a um cilindro infinito. A sonda monocelular do pressiómetro de pavimentação, tem uma razão comprimento/diâmetro igual a 7,1, considerada suficientemente alta para tornar mínima a influência da expansão não-cilíndrica. Além disso, o emprego da sonda monocelular simplifica o equipamento e procedimento de ensaio. Segundo Baguelin et alli, 1978, uma razão comprimento/diâmetro pequena conduz a uma superestimativa das propriedades do solo.

As sapatas de fundação solicitam o solo verticalmente, ao passo que a sonda do pressiómetro carrega o solo lateralmente. Esse fato, frequente alvo de críticas, foi investigado por Leischner, 1966, através da realização de ensaios pressiométricos em furos verticais e horizontais em uma gama de solos, cujos módulos horizontais e verticais situaram-se num intervalo de variação de 5%.

Em um ensaio pressiométrico executado em profundidade, o solo em torno da sonda deforma-se lateralmente, e as condições de deformação plana ($\epsilon_z = 0$) são obtidas com grande aproximação. Num ensaio executado muito próximo à superfície, o solo em torno da sonda pode se deformar tanto lateralmente como vertical-

mente para cima, devido à proximidade da superfície do terreno. Deste modo, tem-se uma profundidade crítica, acima da qual a proximidade da superfície exerce uma influência significativa no processo de deformação do solo. A redução da tensão confinante com a diminuição da profundidade provoca nos solos um comportamento semelhante ao resultante do efeito da profundidade crítica. Essa superposição de efeitos dificulta a identificação da profundidade crítica. Briaud e Shields, 1981a, estudando o fenômeno da profundidade crítica nos ensaios pressiométricos, em um depósito artificial de areia e em um depósito natural de argila, concluíram que, em uma areia média a densa, utilizando-se um pressiômetro tipo Ménard, a razão entre a profundidade crítica e o diâmetro da sonda é igual a 20. Embora os autores não tenham obtido resultados concretos a partir do pressiômetro de pavimentação, esta razão conduz, numa primeira aproximação, a uma profundidade crítica igual a 65 cm para esse pressiômetro. Concluem, ainda, que a influência da profundidade crítica varia com a magnitude das deformações impostas ao solo e, por conseguinte, o módulo pressiométrico é menos influenciado do que a pressão limite.

Fundações Superficiais

A rotulação "fundação superficial" deve ser conferida sob o bom senso e sensibilidade indispensáveis ao engenheiro, pois que não existe uma definição ampla e precisa, capaz de delimitar os vários tipos de fundações. Apesar disso, a distinção

entre fundações superficiais e profundas é, na maioria das vezes, óbvia. Terzaghi et alli, 1948, consideram que uma fundação superficial se caracteriza por uma largura maior ou igual a profundidade de assentamento da fundação. Segundo Costa Nunes, 1956, a diferença entre fundações superficiais e profundas reside na relação entre as tensões transmitidas ao solo pela base e pela superfície lateral da fundação; nas fundações superficiais, as últimas são desprezíveis em relação às primeiras, enquanto nas fundações profundas, são da mesma ordem de grandeza. Sanglerat, 1972, define fundação superficial como aquela cuja cota de assentamento é menor do que quatro ou cinco vezes sua menor dimensão. A NBR 6122, 1986 define "fundação em superfície (rasa, direta ou superficial)" como "aquelas em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação; compreendem as sapatas, os blocos, as sapatas associadas, os radiers e as vigas de fundação".

Recalques

A grandeza e distribuição dos recalques de uma área carregada dependem das propriedades físicas do solo situado sob o elemento de fundação, da área e profundidade desse elemento e da posição do nível d'água. Uma avaliação precisa do efeito de todos esses fatores no recalque é impossível e, por isso, o engenheiro é compelido a estimar o recalque com base em regras semi-

empíricas. A magnitude dos recalques que podem ocorrer sob as cargas de magnitude igual à tensão admissível deve ser compatível com o recalque máximo que a estrutura pode absorver. deMello, 1967, afirma que a hipótese da tensão de ruptura de uma prova de carga ser caracterizável pela tensão correspondente ao recalque de 25 mm, resultou da transplantação para o Brasil das prescrições do Código de Boston, sem as necessárias adaptações. Esse Código refere-se a provas de carga sobre placas quadradas de 30 cm de lado, para a qual, o recalque de 25 mm representa, aproximadamente, 8%. Os edifícios da cidade de Boston, origem da experiência, eram, em sua grande maioria, edifícios de alvenaria de cinco a dez pavimentos, o que torna severo o critério de 25 mm para o recalque correspondente à tensão de ruptura, através de provas de carga sobre placas maiores, para o dimensionamento de edificações de menor porte, e casualmente seguro para edifícios maiores.

Capacidade de Carga

A terminologia que se refere a capacidade de carga de solos submetidos à ação de fundações é, muitas vezes, aplicada confusamente na prática da Engenharia. Na interpretação dos resultados desta pesquisa, aplica-se os termos "capacidade de carga" e "tensão admissível", conforme as definições adiante resumidas (Barata, 1984).

Tensão de ruptura ou capacidade de carga: é a tensão ou carga limite, a partir da qual a fundação provoca a ruptura do terreno.

Tensão admissível: é a maior tensão transmitida pela fundação, à qual o terreno resiste com adequada segurança à ruptura e sofrendo deformações compatíveis com a sensibilidade da estrutura aos deslocamentos da fundação.

Existem, basicamente, quatro metodologias para determinação da capacidade de carga, a saber: (a) através de teorias; (b) através de provas de carga; (c) através de correlações semi-empíricas (p.e.: técnica pressiométrica); e (d) através de métodos empíricos (p.e.: tabelas).

São muitas as teorias de determinação de capacidade de carga de solos submetidos à ação de fundações superficiais. Variam nas considerações impostas por cada uma, sobretudo no que se refere à geometria da superfície de ruptura.

Terzaghi, 1943, foi o precursor do desenvolvimento de teorias de capacidade de carga de ruptura de solos submetidos à ação de fundações. Investigou, com base nos resultados de Prandtl, 1920, a ruptura de uma massa semi-infinita, submetida à ação de uma carga de compressão, aplicada em uma faixa. Em seu trabalho, Terzaghi considerou o peso do maciço solicitado e o atrito e coesão no contato da base da fundação com o terreno. A Equação (19) representa a conclusão dos estudos de Terzaghi e é aplicável a qualquer tipo de solo solicitado por fundações diretas corridas, com profundidade de assentamento inferior à sua menor dimensão.

$$q_r = c \times N_c + 0,5 \times \text{gama} \times B \times N_{\text{gama}} + \text{gama} \times D_f \times N_q \quad (19)$$

Com: q_r = capacidade de carga;
 B = menor dimensão da área carregada;
 D_r = profundidade de assentamento da fundação;
 c = coesão do solo;
 γ = massa específica do solo;
 $N_c, N_{\text{quadrado}}, N_q$ = fatores de capacidade de carga, função do ângulo de atrito e do tipo de ruptura.

Terzaghi apresenta, ainda, soluções semi-empíricas aplicáveis à fundações diretas de forma quadrada, circular e retangular. Em suas conclusões, Terzaghi et alli, 1948, afirmam que o nível d'água não exerce influência na capacidade de carga, quando situado a uma profundidade maior do que a menor dimensão da fundação, abaixo da profundidade de assentamento; quando situado acima desse limite, sua influência se traduz na redução dos valores das massas específicas envolvidas na determinação da capacidade de carga.

Meyerhoff, 1951, apresenta uma solução para fundação direta corrida, na forma da Equação (20a), considerando, todavia, a resistência ao cisalhamento do solo acima da base da fundação, diferentemente da solução proposta por Terzaghi, que considera o solo acima da base da fundação apenas como sobrecarga.

$$q_r = c \times N_c + 0,5 \times \gamma \times B \times N_{\text{quadrado}} + p_0 \times N_q \quad (20a)$$

Com: $N_c, N_{\text{quadrado}}, N_q$ = fatores de capacidade de carga, função de B, D_r e da rugosidade da base;

$$p_0 = 0,5 \times \gamma \times D_r$$

Além disso, para solos arenosos, Meyerhoff obteve a Equação (20b), onde o fator $N_{\text{Meyerhoff}}$ é função da razão D_f/B e do coeficiente de empuxo k_p .

$$q_r = 0,5 \times \text{gama} \times B \times N_{\text{Meyerhoff}} \quad (20b)$$

De acordo com Barata, 1984, "a Teoria de Meyerhoff, para o caso de fundações diretas, tende a dar resultados mais elevados que os obtidos pela Teoria de Terzaghi".

Brinch Hansen, 1961, apresenta uma fórmula geral que considera a forma da área carregada, a inclinação da carga aplicada e a profundidade de assentamento, expressa pela Equação (21), aplicável a qualquer tipo de solo.

$$q_r = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c + q \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q + 0,5 \times \text{gama} \times B \times N_{\text{Meyerhoff}} \times s_{\text{Meyerhoff}} \times d_{\text{Meyerhoff}} \times i_{\text{Meyerhoff}} \quad (21)$$

Com: $s_c, s_q, s_{\text{Meyerhoff}}$ = fatores de forma;
 $d_c, d_q, d_{\text{Meyerhoff}}$ = fatores de profundidade;
 $i_c, i_q, i_{\text{Meyerhoff}}$ = fatores de inclinação da carga;
 $N_c, N_q, N_{\text{Meyerhoff}}$ = fatores de capacidade de carga, função do ângulo de atrito.

Balla, 1962, apresenta uma teoria aplicável a solos não-coesivos ou com pequena coesão, que considera a profundidade da fundação e a tensão cisalhante desenvolvida ao longo da superfície de ruptura. Todavia, a grande complexidade da expressão matemática gerada pela solução de Balla, vincula a sua utilização ao uso de computadores eletrônicos. Além disso, a aplicação dessa

teoria se restringe a fundações cuja profundidade de assentamento é menor ou igual a uma vez e meia a sua menor dimensão.

A Tabela (2) reproduz parcialmente uma comparação de resultados obtidos através da utilização das Teorias de Terzaghi, Meyerhoff, Hansen e Balla, segundo Bowles, 1968.

Tensão Admissível

Com o desenvolvimento industrial durante o século XIX, a necessidade de edifícios maiores e mais baratos resultou no surgimento, em vários países, do conceito de "tensão admissível". O conceito era baseado no fato evidente de que, em condições semelhantes de solos, os recalques eram proporcionais à intensidade das tensões, na forma observada. Através da observação do comportamento de estruturas suportadas por sapatas, considerou-se, empiricamente, a tensão admissível, como a tensão máxima para a qual não ocorreriam danos estruturais, tabelando-as para cada tipo de solo, independentemente da dimensão da área carregada e do tipo de estrutura. As fundações projetadas com base nessas tabelas de tensões admissíveis apresentavam, algumas vezes, resultados negativos. Os insucessos eram atribuídos à classificação imperfeita do solo, admitindo-se que tinham sido escolhidas tensões admissíveis erradas porque a terminologia empregada para descrição do solo no campo e nas tabelas não tinha o mesmo significado. É nesse instante que se difunde a prova de carga com o fito de contornar essa dificuldade na escolha da tensão admissível (Terzaghi et alli, 1948). Semelhantemente, a

Método de determinação da capacidade de carga q em kg/sq cm	Tipo de solo	
	Solo com pouca ou nenhuma coesão	Solo coesivo
	$D_r = 0$ $f_i = 37^\circ$ $c = 0,120$ ksf	$D_r = 0,40$ m $f_i = 22^\circ$ $c = 0,240$ ksf
Terzaghi	7,62	4,47
Meyerhoff	6,68	6,58
B. Hansen	6,23	3,98
Balla	10,34	6,74
	$D_r = 0,50$ m $f_i = 35,5^\circ$ $c = 0,074$ ksf	$D_r = 0,50$ m $f_i = 25^\circ$ $c = 0,277$ ksf
Terzaghi	7,80	5,77
Meyerhoff	16,84	8,84
B. Hansen	8,80	5,74
Balla	14,11	10,18
	$D_r = 0,50$ m $f_i = 38,5^\circ$ $c = 0,148$ ksf	$D_r = 0$ $f_i = 20^\circ$ $c = 0,185$ ksf
Terzaghi	15,23	2,51
Meyerhoff	34,86	2,51
B. Hansen	17,53	1,98
Balla	25,18	2,93

Tabela (2) - Comparação de valores de capacidade de carga obtidos segundo as fórmulas teóricas de Terzaghi, Meyerhoff, Brinch Hansen e Balla (Apud Bowles, 1968).

estimativa da tensão admissível se dá, algumas vezes, através de valores tabelados em normas e códigos de obras, com base na experiência local. Essa prática apresenta, entre tantos, os inconvenientes de ignorar a influência da profundidade, forma e tamanho da sapata, bem como a influência da posição do nível d'água.

Terzaghi et alli, 1948, foram os precursores da fixação racional de tensões admissíveis em função de ensaios de penetração. Nas areias, fixaram-nas através da compactidade e das dimensões previstas das sapatas, de forma bastante conservadora.

A avaliação da tensão admissível, maior tensão que pode ser aplicada ao solo sob a sapata, sem causar ruptura nem recalques excessivos, é o passo mais importante no projeto de uma fundação em sapatas. Em virtude da complexidade de comportamento de cada tipo de solo, não se pode desenvolver um método para determinação da tensão admissível aplicável a todas as circunstâncias. Os métodos para estimativa dessa tensão são semi-empíricos e têm muitas limitações.

CAPITULO III

CAMPO EXPERIMENTAL E METODOLOGIA DA PESQUISA

O campo experimental da pesquisa, local onde se executou os ensaios de campo e a coleta de amostras para ensaios de laboratório, é mostrado na Figura (8). Situa-se na zona urbana de Campina Grande-PB, e apresenta-se formado por sub-solo areno-siltoso, razoavelmente homogêneo até uma profundidade média de 1,90m. Segundo Mapa Geológico do Estado da Paraíba, elaborado pela CDRM - Companhia de Desenvolvimento de Recursos Minerais da Paraíba, 1982, Campina Grande situa-se na Província Borborema e apresenta rochas pertencentes à formação complexo gnáissico-migmatítico, PEgn, da era Pré-Cambriana Indiviso.

Para desenvolver o presente estudo de capacidade de carga de solos submetidos à ação de fundações superficiais, executou-se uma série de ensaios in situ cuja localização é mostrada na Figura (9). O Quadro (1) discrimina os ensaios realizados nas valas mostradas nessa Figura, cuja localização é detalhada na Tabela (3). O fluxograma apresentado na Figura (10) resume a metodologia da pesquisa.

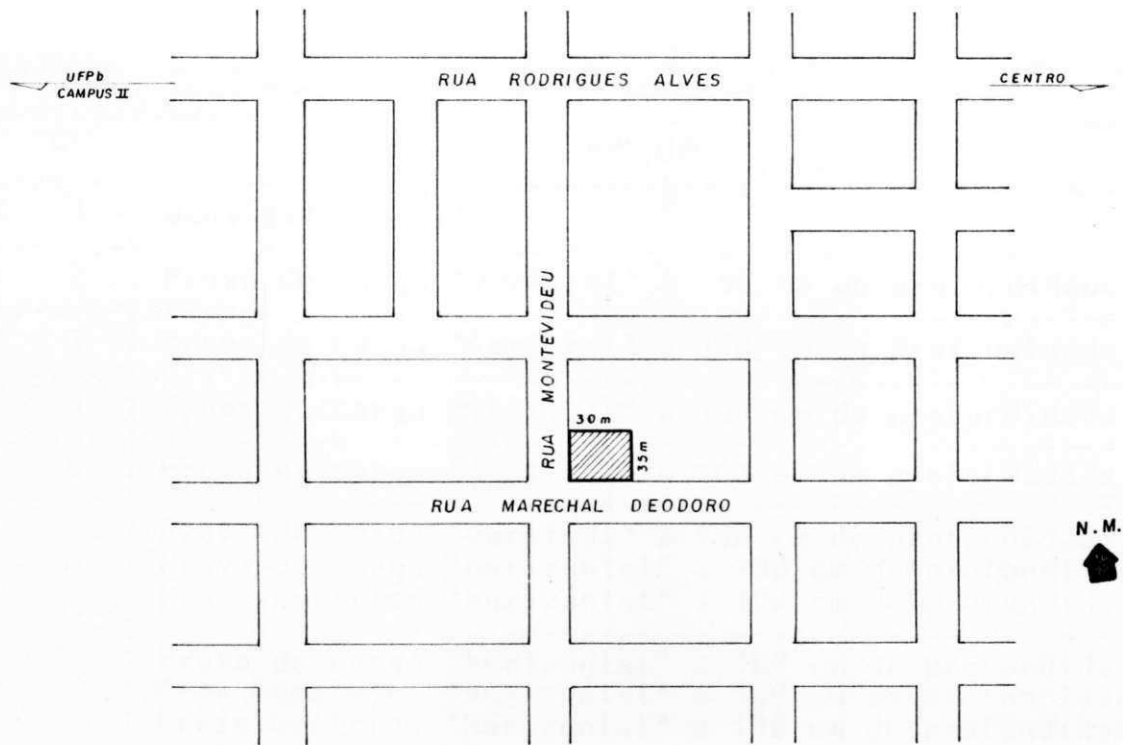


FIGURA 8 - LOCALIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL.

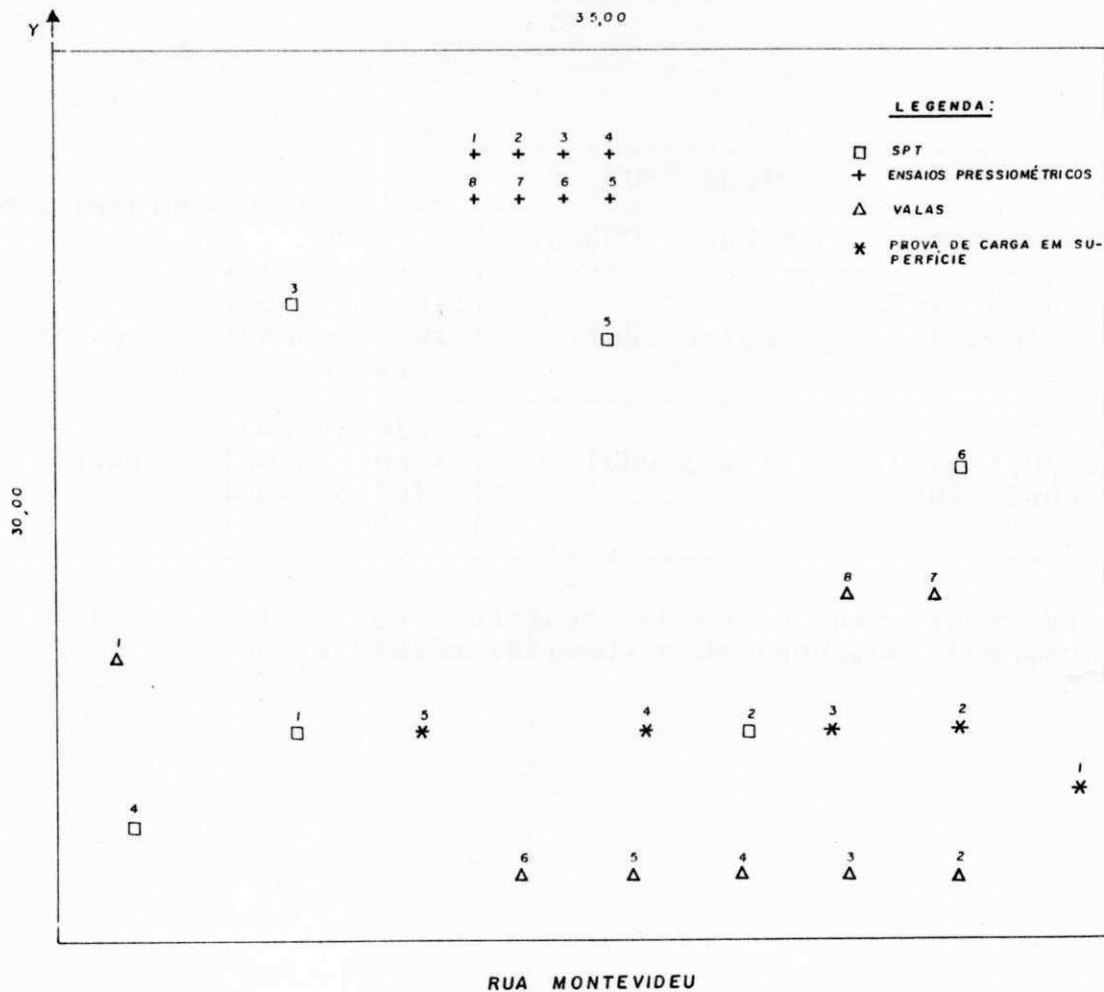


FIGURA 9 - LOCAÇÃO DOS ENSAIOS IN SITU

VALA	ENSAIO
1	Densidade in situ
2	Prova de carga "vertical" à 50 cm de profundidade
3	Prova de carga "vertical" à 100 cm de profundidade
4	Prova de carga "vertical" à 130 cm de profundidade
5	Prova de carga "vertical" à 160 cm de profundidade
6	Prova de carga "vertical" à 190 cm de profundidade Prova de carga "horizontal" à 190 cm de profundidade Pressiométrico "horizontal" à 190 cm de profundidade
7	Prova de carga "horizontal" à 160 cm de profundidade Pressiométrico "horizontal" à 160 cm de profundidade Pressiométrico "horizontal" à 130 cm de profundidade
8	Prova de carga "horizontal" à 130 cm de profundidade Pressiométrico "horizontal" à 100 cm de profundidade Pressiométrico "horizontal" à 50 cm de profundidade

Quadro (1) - Ensaio realizados por vala escavada

PRESSIOMETRO	COMPONENTES		
	SONDA	LIGAÇÃO SONDA-U.C.	UNID. DE CONT.
Briaud	Monocelular; Pequenas di- mensões	Tubo único	Para defor- mação controlada
Ménard	Uma célula de medida + duas células de guarda	Tubo coaxial	Para tensão controlada

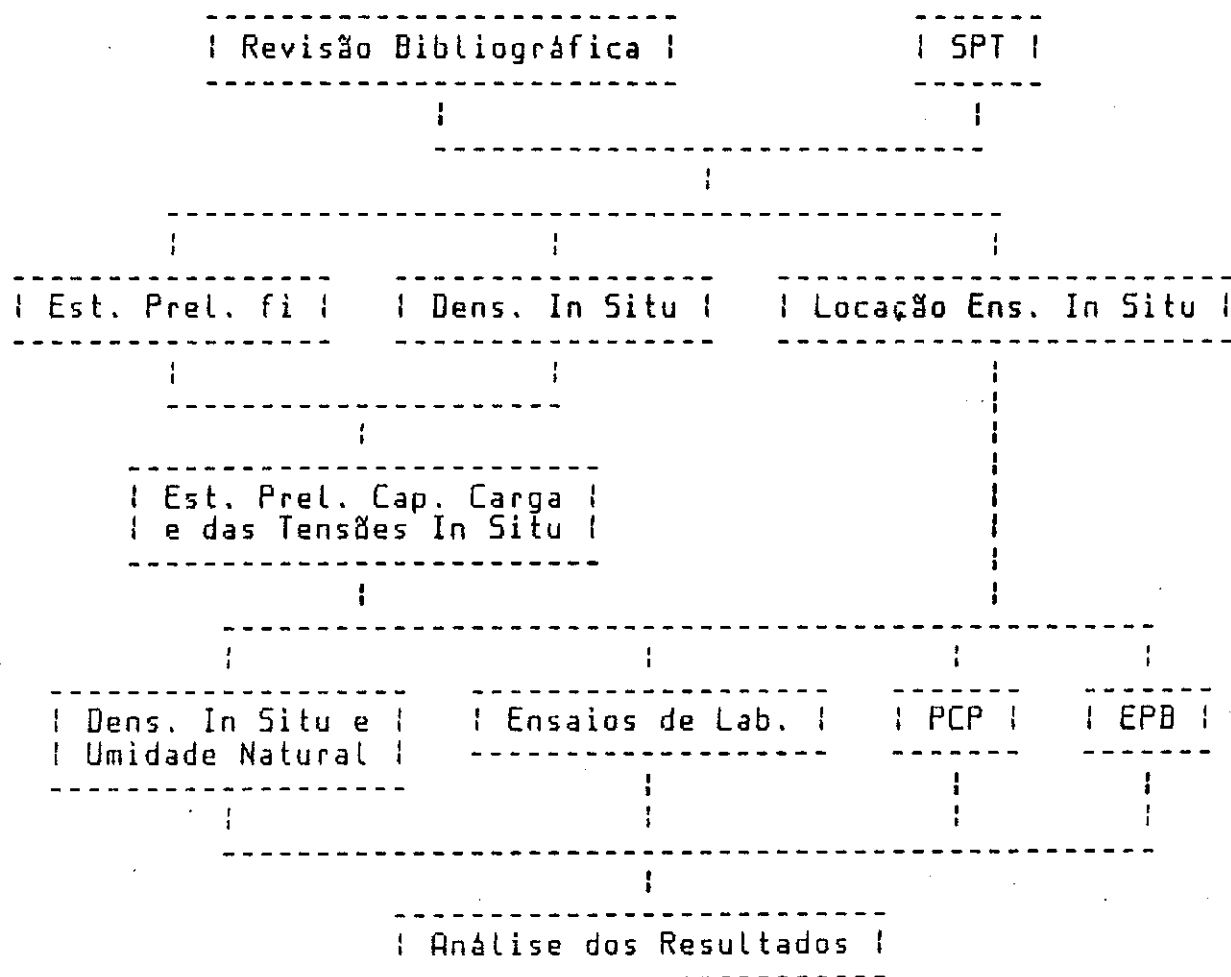
Quadro (2) - Diferenças básicas entre os pressiômetros de pavimentação (Briaud) e de fundações (Ménard).

Atividade	Número	x (cm)	y (cm)	Desnível RN-NT (cm)
SPT	1	800	700	170
	2	2.300	700	116
	3	800	2.150	165
	4	250	400	170
	5	1.830	2.030	140
	6	3.000	1.600	100
Furos Verti- para Ensaio Pres- siomé- tricos	1	1.400	2.650	169
	2	1.550	2.650	150
	3	1.700	2.650	137
	4	1.850	2.650	135
	5	1.850	2.500	125
	6	1.700	2.500	137
	7	1.550	2.500	159
	8	1.400	2.500	155

Tabela (3) - Localização dos ensaios in situ, relativamente a um sistema de eixos x e y, e a uma referência de nível (continua)

Atividade	Número	x (cm)	y (cm)	Desnível RN-NT (cm)
Provas de Carga Superf.	1	3.400	500	60
	2	3.000	700	77
	3	2.580	700	100
	4	1.960	700	133
	5	1.210	700	165
Valas	1	220	950	180
	2	3.010	220	75
	3	2.660	220	110
	4	2.310	220	115
	5	1.960	220	125
	6	1.610	220	135
	7	2.840	1.150	98
	8	2.560	1.150	102

Tabela (3) - Localização dos ensaios in situ, relativamente a um sistema de eixos x e y, e a uma referência de nível (continuação)



Legenda: PCP = prova de carga sobre placa

EPB = ensaio pressiométrico de Briaud

Figura 10 - Fluxograma de atividades da pesquisa

Ensaio Padronizado de Penetração (SPT)

As sondagens SPT precederam os demais ensaios, com a finalidade de orientar a locação e definição das cotas dos ensaios pressiométricos e de prova de carga, através do perfil do subsolo e condições de homogeneidade.

Equipamento

O equipamento é extremamente simples, resistente e de reduzido custo. Seu estado de conservação é fundamental na qualidade dos resultados. Compõe-se, basicamente, de um sistema de cravação à percussão e lavagem e de um barrilete amostrador. A Figura (11) apresenta as partes básicas do equipamento.

Execução do Ensaio

O ensaio é executado através da aplicação de golpes a um amostrador padrão bi-partido, com 50,8 mm de diâmetro externo, mediante a ação de um martelo com 65 kg, em queda livre de uma altura de 75 cm (NBR 6484), o que corresponde a uma energia de 4.875 kg.cm.

Embora cada caso exija uma abordagem particular, existe uma aceitação de que os furos de sondagem devem atingir profundidades mínimas da ordem de 1,5 a 2 vezes a largura da sapata. Isto se deve ao fato de que, segundo uma análise com base na teoria da elasticidade, nesta profundidade, o incremento de tensão é de

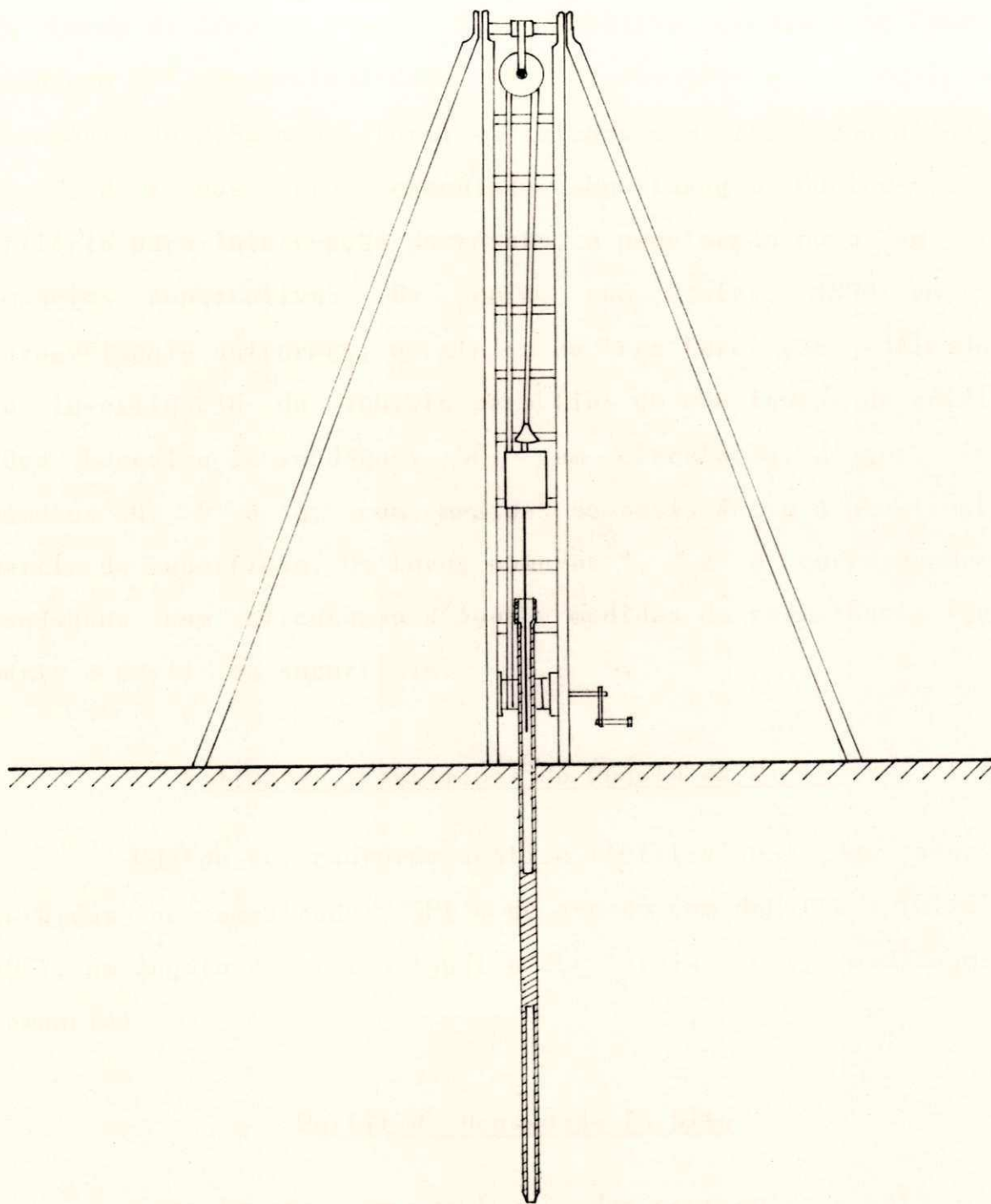


FIGURA 11 — EQUIPAMENTO PARA SONDAGENS SPT

apenas 10% da tensão transmitida pela fundação, embora, a rigor, a profundidade atingida pelo bulbo de tensões, dependa, também, da forma da área carregada. Neste trabalho, executou-se furos de sondagem SPT com profundidades máximas atingíveis pelo equipamento, média de 2,50 m nos furos executados sem circulação d'água e de 3,50 m nos furos executados com lavagem. Adotou-se, como critério para interrupção do ensaio, a penetração nula em cinco impactos consecutivos. De acordo com Bowles, 1968, em solos razoavelmente uniformes, um mínimo de três furos são suficientes na investigação do subsolo para fins de construção de edificações. Executou-se sondagens SPT sem circulação d'água, furos números 4, 5 e 6, com medidas de resistência à penetração a partir da superfície. Os furos números 1, 2 e 3 correspondem a sondagens com circulação d'água e medidas de resistência igualmente a partir da superfície.

Estimativa Preliminar do Ângulo de Atrito

Adotou-se, conforme análise táctil-visual das amostras colhidas no amostrador SPT e de acordo com deMello e Teixeira, 1961, um ângulo de atrito igual a 35° (areia seca, medianamente compacta).

Perfil de Densidade In Situ

Executou-se, em profundidades crescentes - vala n. 1 - uma série de ensaios de densidade in situ para, em conjunto com as respectivas profundidades e com o ângulo de atrito do solo,

proceder uma estimativa preliminar das tensões a aplicar nos ensaios de placa (o dobro da tensão admissível) e das tensões vertical e horizontal, no repouso, para planejamento dos ciclos carga-descarga dos ensaios pressiométricos.

Localização dos Ensaios In Situ

Segundo Berberian, 1986, "nos casos em que se estiver sondando áreas onde já se prevê a possibilidade de implantar fundações superficiais", é recomendável a profundidade inicial de 50 cm para operações de amostragem. Assim, nos primeiros 100 cm, realizou-se ensaios pressiométricos e de prova de carga à 50 cm e 100 cm, cotas admitidas representativas da camada superficial homogênea, conforme as sondagens previamente realizadas. A partir da profundidade de 100 cm, estabeleceu-se incrementos de 30 cm, até a profundidade de 190 cm, para realização dos referidos ensaios. Esse limite de profundidade, deve-se à heterogeneidade do solo e às dificuldades de execução de provas de carga sobre placas, em maiores profundidades.

Procedeu-se a localização das provas de carga sobre placas apoiadas horizontalmente no solo, respeitando-se um afastamento mínimo, F , entre a periferia da placa e o limite da área de influência de qualquer outro ensaio, com base em uma análise plástica da capacidade de carga, na forma da Equação (22), obtendo-se a primeira parcela do segundo membro a partir das Figuras (12) e (13), enquanto a segunda parcela corresponde a um coeficiente de segurança equivalente ao diâmetro da placa, B .

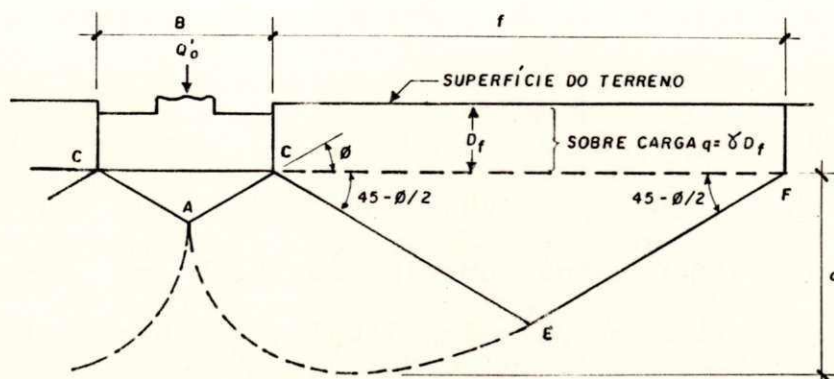


FIGURA 12 — GEOMETRIA DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA DE UM SOLO SUBMETIDO À AÇÃO DE UMA SAPATA (APUD LEONARDS, 1962).

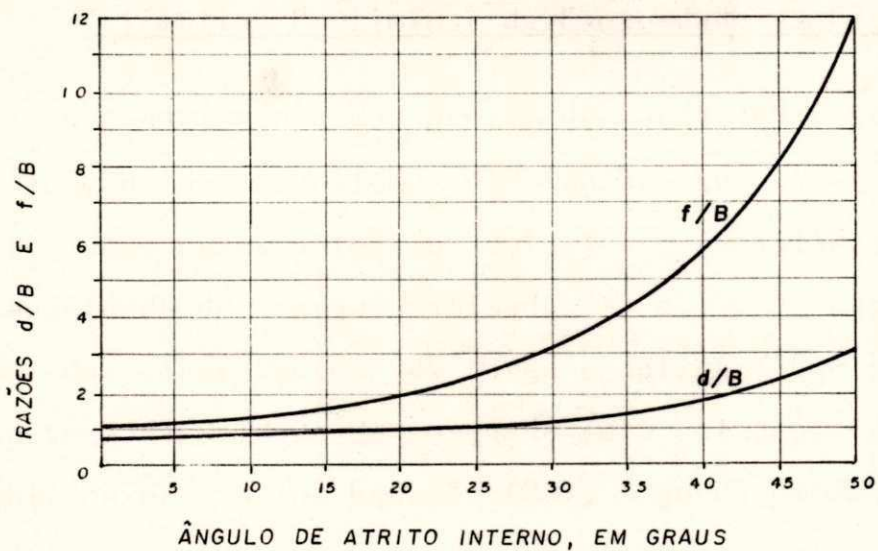


FIGURA 13 — PROFUNDIDADE E LARGURA DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA DE UM SOLO ARENOSO (APUD LEONARDS, 1962).

$$F = 4 \times B + B \quad (22)$$

Para as provas de carga sobre placas apoiadas verticalmente na parede da vala, aplicou-se o conceito de bulbo de tensões, na forma da Equação (23), (Lambe & Whitman, 1969), igualmente afetada por um coeficiente de segurança. Nestes ensaios, observou-se um desnível mínimo entre a periferia da placa e a superfície do terreno, igual a $4 \times B$, de modo a garantir a não influência da proximidade da superfície do terreno no processo de ruptura do solo, uma vez que mediante essa influência, a ruptura se dá, preferencialmente, acima da placa de ensaio. Na locação dos ensaios pressiométricos, adotou-se valores de F igual a 150 cm.

$$F = 1,85 \times B + B \quad (23)$$

Estimativa Preliminar da Capacidade de Carga

O planejamento das provas de carga sobre placa consistiu na definição da magnitude da tensão que os ensaios deveriam atingir - duas vezes a tensão admissível, supostamente equivalente à capacidade de carga estimada - e, por conseguinte, na fixação dos incrementos de carga a aplicar. Com esse objetivo, estimou-se a capacidade de carga do solo através da Teoria de Terzaghi, expressa na Equação (24), segundo um ângulo de atrito interno igual a 35° e uma ruptura do tipo generalizada, obtendo-se os valores da densidade através do perfil da Figura (14). Para os ensaios cíclicos, arbitrou-se um carregamento inicial até 50%

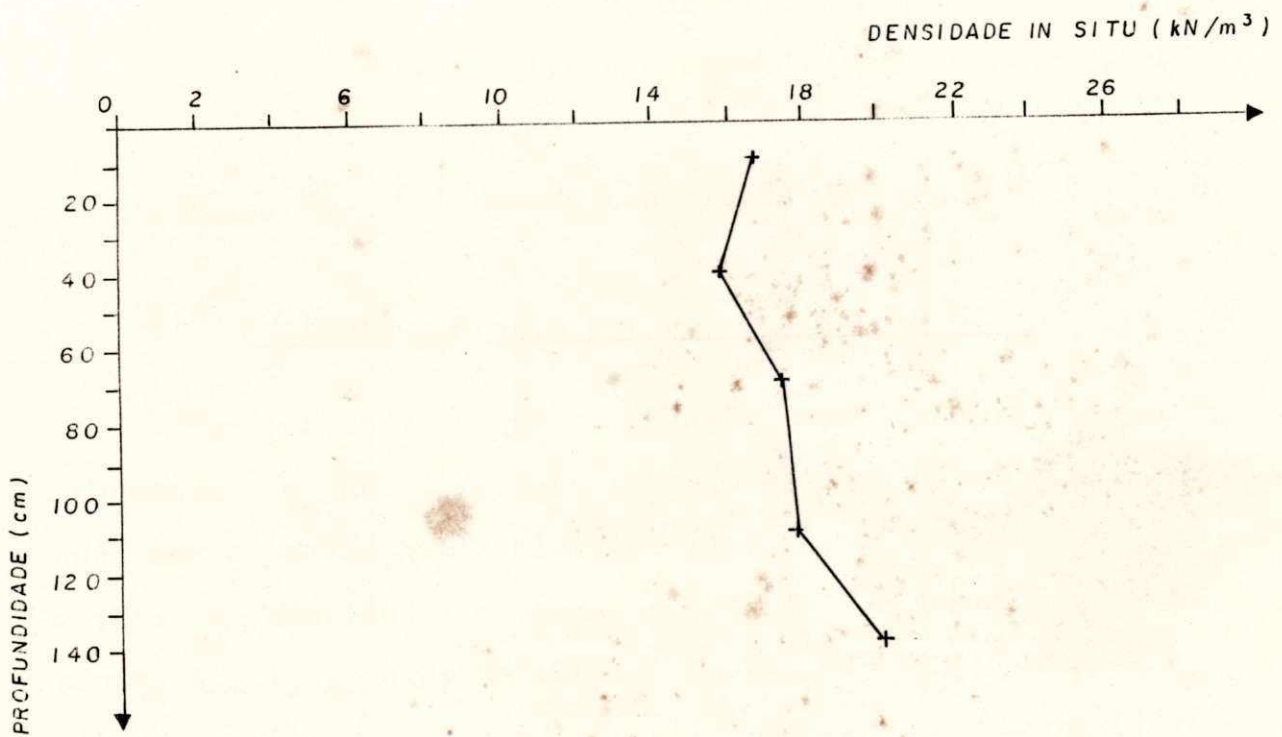


FIGURA 14 — PERFIL DE DENSIDADE IN SITU (VALA 1)

da tensão de ruptura pré-estimada, seguido de um descarregamento e recarregamento até 75% daquela tensão, com posterior descarregamento e recarregamento até a ruptura.

$$q_r = 0,3 \times \text{gama} \times B \times N_{\text{máxima}} + \text{gama} \times D_r \times N_u \quad (24)$$

Onde: gama = densidade in situ;

B = diâmetro da placa;

D_r = profundidade de assentamento da placa; na superfície, $D_r = 0$; nos ensaios "horizontais", D_r = desnível entre o centro da placa e a superfície do terreno;

$N_{\text{máxima}}, N_u$ = fatores de capacidade de carga, de Terzaghi.

Estimativa Preliminar das Tensões In Situ

Considerando-se que a tensão vertical in situ, q_0 , corresponde ao peso de solo sobrejacente ao nível do centro da sonda, que a tensão horizontal in situ, p_0 , é igual em todas as direções e admitindo-se um coeficiente de empuxo de terra no repouso, k_0 , igual a 0,50 (Costa Nunes, 1956), estimou-se, a partir do perfil de densidade in situ mostrado na Figura (14), os valores das tensões horizontal e vertical no repouso, através das Equações (25a) e (25b), onde gama e D_r representam a densidade in situ e a profundidade, respectivamente.

$$q_0 = D_r \times \text{gama} \quad (25a)$$

$$p_0 = k_0 \times (D_r \times \text{gama}) \quad (25b)$$

Densidade In Situ e Umidade Natural

Executou-se ensaios de densidade in situ e teor de umidade natural, através dos métodos ME 92-64 e ME 52-64, respectivamente. Tais ensaios foram realizados nas profundidades de 50, 100, 130, 160 e 190 cm, nas valas números 2, 3, 4, 5 e 6, respectivamente.

Ensaio de Laboratório

Com o intuito de caracterizar o perfil do subsolo, realizou-se, em laboratório, análises granulométricas por peneiramento e sedimentação, segundo recomendações do método ME 51-64 do DNER. Como etapas intrínsecas ao método, determinou-se o teor de umidade das amostras, em estufa, e sua densidade real, de acordo com o método ME 93-64 do DNER. As amostras ensaiadas foram colhidas à profundidades de 50, 100, 130, 160 e 190 cm, nas valas números 2, 3, 4, 5 e 6, respectivamente.

Prova de Carga sobre Placas

Equipamento

O equipamento é constituído por placas circulares com diâmetros de 15,24 cm (6 pol.) a 76,20 cm (30 pol.), em incrementos de 15,24 cm (6 pol.), com 2,54 cm (1 pol.) de espessura; macaco hidráulico; manômetro; espaçador com calota esférica; sistema de leitura de recalques, composto por uma viga

de referência e dois extensômetros colocados em pontos diametralmente opostos da placa; e veículo de reação, um caminhão Mercedes Benz, 1114, carregado com pó de pedra, com massa total de 13.250 kg. As Figuras (15a), (15b) e (15c) mostram esquematicamente a utilização do equipamento em ensaios na superfície, "verticais" em profundidade e "horizontais" em profundidade, respectivamente.

Execução do Ensaio

O ensaio tem início com a regularização da superfície a ensaiar, seguindo-se, após a montagem do equipamento, um pré-carregamento/descarregamento, com a finalidade de assentar a placa. Em seguida, são aplicadas cargas pré-estabelecidas, sob velocidade tanto quanto possível uniforme, e medidos os recalques correspondentes.

A definição dos incrementos de carga a aplicar atendeu ao critério de fixação de estágios sucessivos de, no máximo, 20% da provável tensão admissível do solo, verificada a sensibilidade do manômetro utilizado. A leitura de recalques, em cada estágio de carga, ocorreu segundo intervalos de tempo sucessivamente dobrados (1, 2, 4, 8 min, etc), após a leitura imediata, até estabilização dos recalques, com tolerância mínima de 5% do recalque total no estágio. A interrupção dos ensaios corresponde a tensões mínimas equivalentes ao dobro da tensão admissível prevista para o solo, ou ao limite da capacidade do sistema de reação. Nos ensaios cíclicos, realizou-se a descarga em estágios

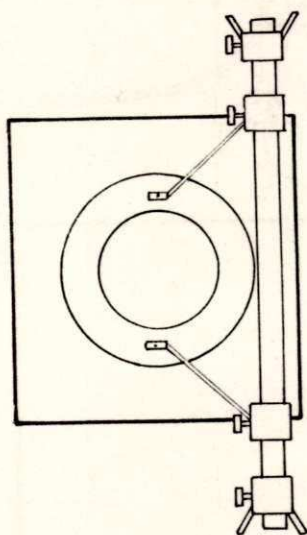
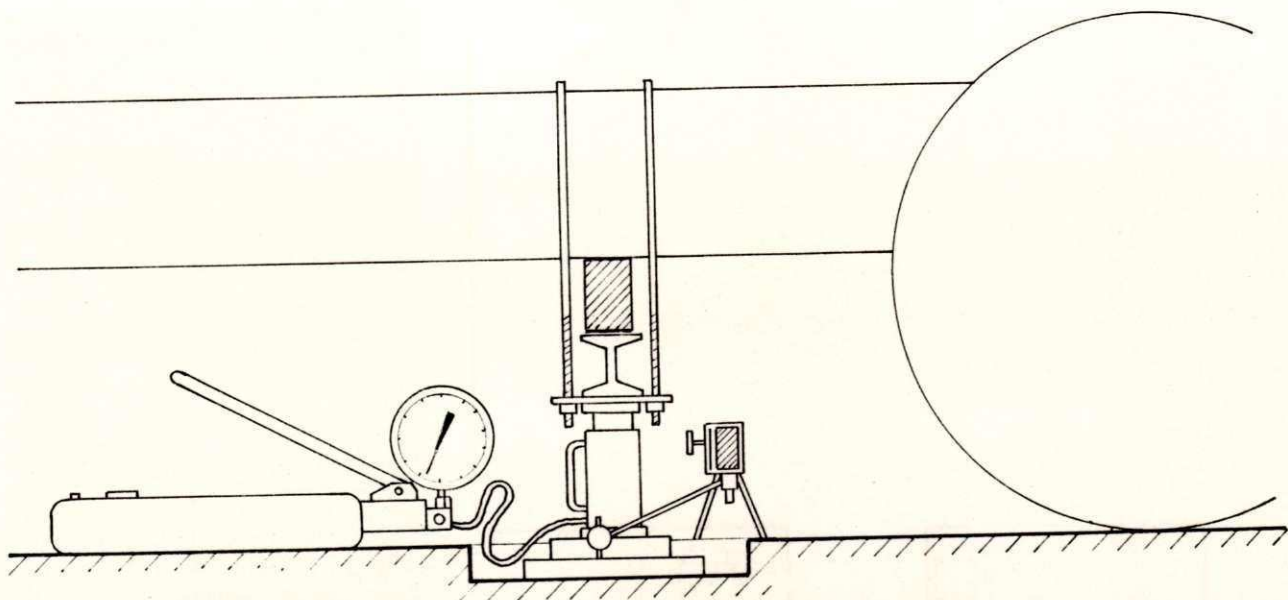


FIGURA-15a-ESQUEMA DE EXECUÇÃO DE PROVAS DE CARGA NA SUPERFÍCIE

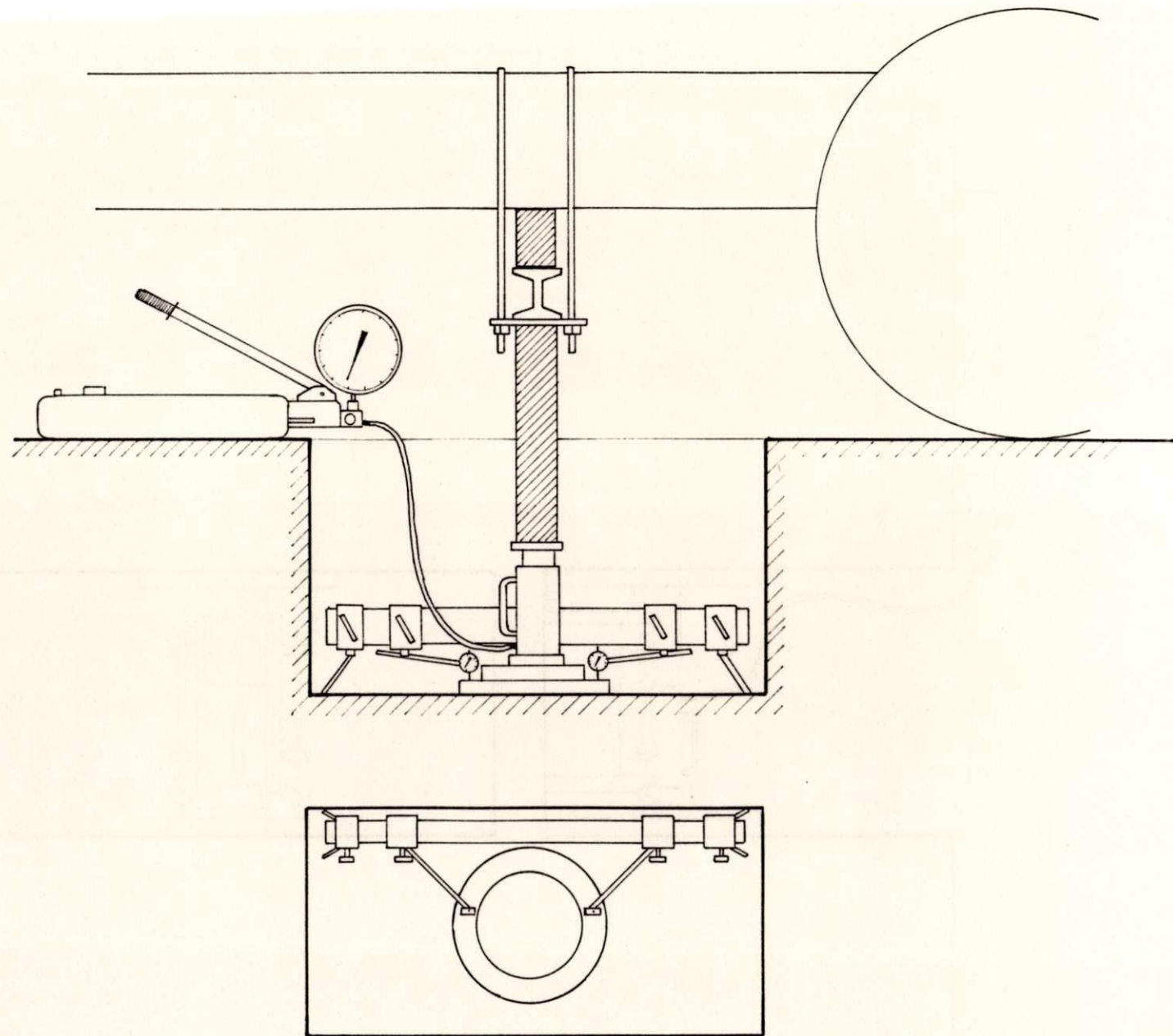


FIGURA 15b - ESQUEMA DE EXECUÇÃO DE PROVAS DE CARGA VERTICAL EM PROFUNDIDADE

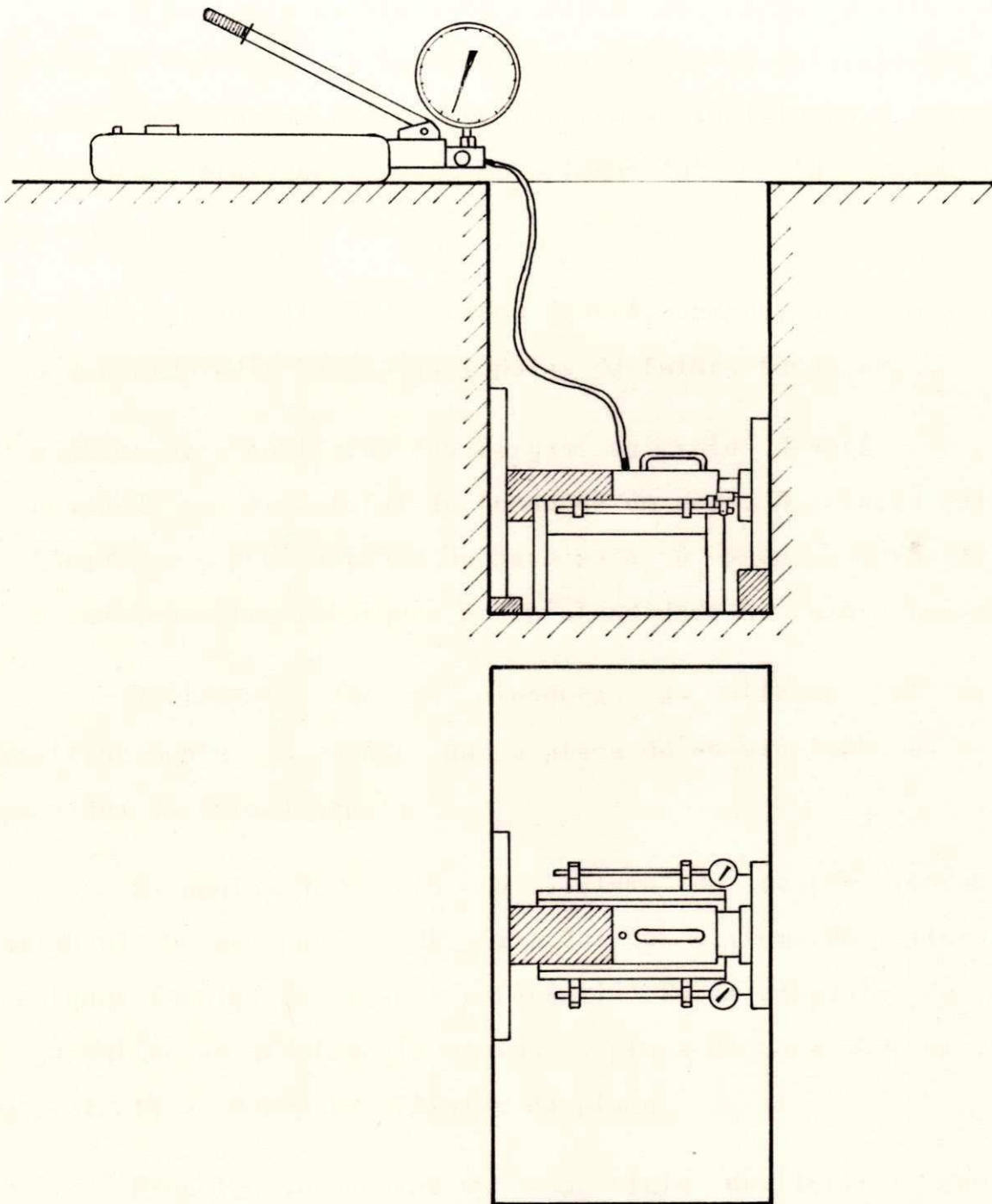


FIGURA 15c-ESQUEMA DE EXECUÇÃO DE PROVAS DE CARGA
HORIZONTAL

sucessivos, não superiores a 25% da carga total (NBR 6489).

A respeito da NBR 6489 - Prova de carga direta sobre terreno de fundação - é importante ressaltar as dificuldades para atender as recomendações que se referem à "instalação e aparelhamento para a prova de carga". As alíneas "a" e "b" desse item apresentam o seguinte teor:

- a) a cota da superfície de carga deverá, sempre, ser a mesma que a das eventuais bases das sapatas da futura fundação.
- b) a placa para aplicação das cargas ao solo deverá ser ..., ocupando a área total do fundo de um poço. A relação entre a largura e a profundidade do poço para a prova, deve ser a mesma que entre a largura e a profundidade da futura fundação.

Obviamente, não se atenderá às alíneas "a" e "b" simultaneamente, a menos que a placa de ensaio tenha as mesmas dimensões da futura sapata.

Os pontos de apoio do sistema de reação (rodas do caminhão) e os pontos de fixação do sistema de leituras de recalques (apoios da viga de referência) foram dispostos de modo a garantir um afastamento mínimo da placa de ensaio de um valor equivalente ao dobro do diâmetro da placa.

Executou-se ensaios na superfície do terreno com as placas de 15,24 cm (6 pol.), 30,48 cm (12 pol.), 45,72 cm (18 pol.), 60,96 cm (24 pol.) e 76,20 cm (30 pol.) de diâmetro, e ensaios "verticais" a 50, 100, 150, 200 e 250 cm de profundidade,

com a placa de 30,48 cm (12 pol.) de diâmetro, em valas com seção retangular de 0,80 m de largura por 2,00 m de comprimento. Alguns autores (Leonards, 1962; Terzaghi et alli, 1948) recomendam que as provas de carga sobre solos arenosos devem ser realizadas em valas com largura da ordem de cinco vezes o diâmetro da placa de ensaio, sob o argumento de minimizar os efeitos da sobrecarga no ensaio. Mais recentemente, Barata, 1984 e a própria norma brasileira, afirmam que a forma ideal de execução de provas de carga sobre placas em profundidade, ocorre em cava fechada, ou seja, com seção muito próxima à área da placa, tal como executadas por Marsland e Randolph, 1977.

Na tentativa de superar as limitações decorrentes da dificuldade de aplicação de elevadas cargas de reação, realizou-se, além dos ensaios convencionais, provas de carga "horizontal", com a placa de ensaio apoiada verticalmente na parede de uma vala, reagindo contra a parede oposta da vala, tal como executado por Bauer, Selvadurai e Hanna, 1979. Nestes ensaios utilizou-se, também, a placa de 30,48 cm (12 pol.) de diâmetro, à 130, 160 e 190 cm de profundidade, medido do centro da placa a superfície do terreno, em valas semelhantes às escavadas para os ensaios "verticais". Com exceção dos ensaios na superfície, os demais foram executados com ciclos carga-descarga.

Ensaio Pressiométrico

Equipamento

O pressiômetro é o mais versátil equipamento de ensaio in situ para investigação das propriedades de resistência e deformação do solo. O equipamento utilizado compreende uma sonda e uma unidade de controle, conectadas por uma mangueira flexível. A sonda é um cilindro expansível radialmente. A unidade de controle é constituída por um manômetro, um volumímetro, uma bomba manual e válvulas de controle, reunidos em uma caixa de madeira. As Figuras (16a) e (16b) mostram os elementos supracitados, em ensaios em furos verticais e horizontais, respectivamente. O Apêndice (A) apresenta as dimensões dos componentes do equipamento e o Quadro (2) mostra as diferenças básicas entre os equipamentos de pavimentação e de Ménard.

Calibração

A pressão real aplicada na sonda é maior do que o valor medido na unidade de controle, devido à pressão hidrostática resultante do desnível entre o manômetro e a sonda. Por outro lado, a tensão aplicada no solo é menor do que a pressão na sonda, devido à inércia da membrana de borracha e do seu sistema de proteção. O volume medido é maior do que o volume real de inflação da sonda, face à expansibilidade da tubulação, conexões e elementos de medição, além da compressibilidade da água. Isto posto, efetuou-se uma calibração de pressão e volume antes e após

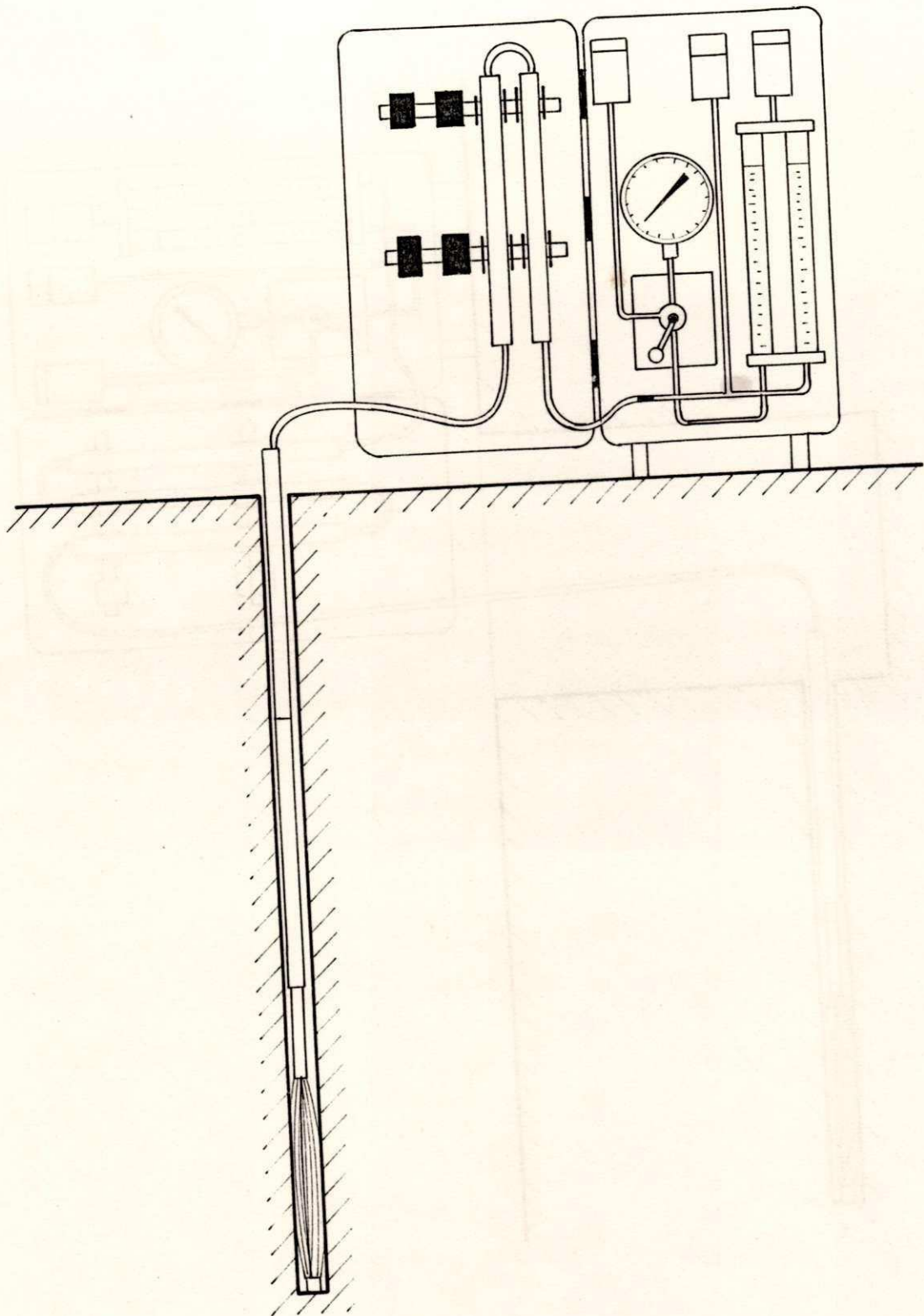


FIGURA 16a - ESQUEMA DE EXECUÇÃO DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS EM FUROS VERTICAIS

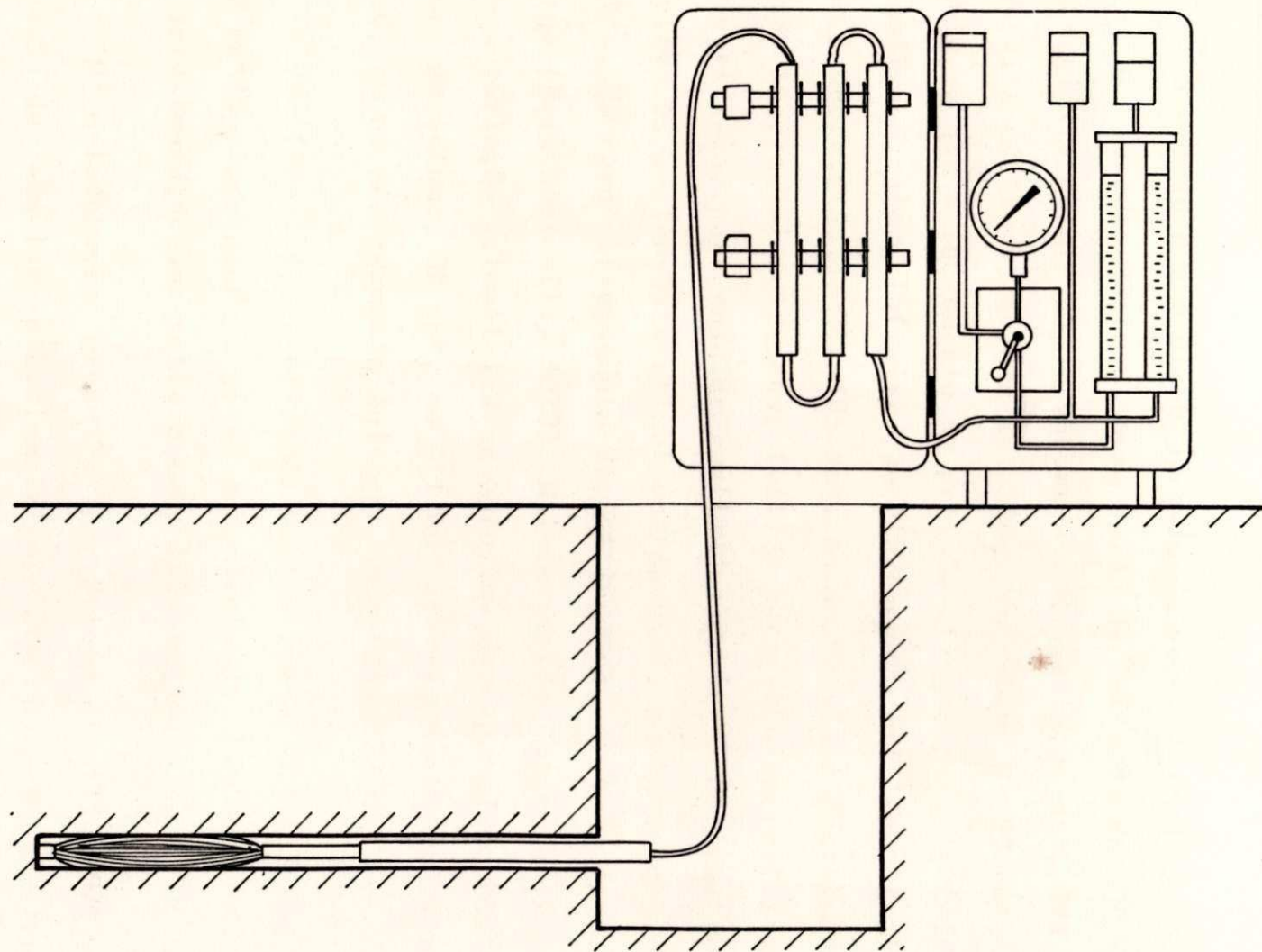


FIGURA 16b - ESQUEMA DE EXECUÇÃO DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS EM FUROS HORIZONTAIS

a realização dos ensaios.

Execução do Ensaio

O ensaio é executado através da expansão radial da sonda contra as paredes do furo, numa razão de inflação de 330 mm³/s, com o registro de pressão e volume a cada variação de 5.000 mm³. Nos ensaios cíclicos, quando se atinge um volume de 90 cm³, ou no instante em que o incremento de pressão atinge, pela terceira vez consecutiva, valor inferior ao incremento máximo anterior, o volume é decrescido de 2×10^4 mm³, ou a pressão é decrescida até a tensão horizontal no repouso (válido para ensaios realizados em furos verticais; para ensaios realizados em furos horizontais, o parâmetro é a tensão vertical no repouso), qualquer que ocorra primeiro. Um novo carregamento dá início aos ciclos de carga-descarga (Briaud et alli, 1979). A interrupção dos ensaios ocorre quando a variação volumétrica se aproxima da capacidade limite do medidor de volume, 90 cm³, no último recarregamento de um ensaio cíclico, ou no carregamento único de um ensaio não cíclico.

Verificou-se, experimentalmente, que a razão de inflação de 330 mm³/s corresponde a girar a manivela da bomba manual na razão aproximada de uma volta a cada três segundos.

A metodologia proposta por Briaud et alli, 1979, para realização de ensaios pressiométricos com o pressiômetro de pavimentação, recomenda um intervalo de 30 cm entre ensaios consecutivos. A Tabela (4) apresenta as cotas de ensaio, a forma

FURO	COTAS DE ENSAIO (cm) RELATIVAMENTE AO NT	FORMA DE CARREGAMENTO	SENTIDO DE DESLO- CAMENTO DA SONDA
1	160, 130, 100 e 50	Cíclico	Baixo para cima
2	130, 100 e 50	Cíclico	Baixo para cima
3	190, 160, 130, 100 e 50	Cíclico	Baixo para cima
4	130, 100 e 50	Cíclico	Baixo para cima
5	190, 160, 130, 100 e 50	Não-cíclico	Baixo para cima
6	160, 130, 100 e 50	Não-cíclico	Baixo para cima
7	50, 100, 130 e 160	Não-cíclico	Cima para baixo
8	100, 130 e 160	Não-cíclico	Cima para baixo

Tabela (4) - Cotas de ensaio, forma de carregamento e sentido de deslocamento da sonda nos ensaios pressiométricos realizados em furos verticais.

de carregamento e o sentido de avanço da sonda nos furos verticais. Executou-se, ainda, ensaios em furos horizontais em profundidades de 50, 100, 130, 160 e 190 cm da superfície do terreno, com afastamento sonda-parede da vala igual a 100 cm e carregamentos cíclicos. Segundo Baguelin et alii, 1978, dois ensaios consecutivos em um mesmo furo, têm zonas de influência sobrepostas se o intervalo entre eles for menor do que 1,20 vezes o comprimento da sonda e, eventuais zonas de influência sobrepostas não influenciam o valor da pressão limite. Verifica-se que essa relação é satisfeita nos espaçamentos apresentados na Tabela (4).

Verificou-se, experimentalmente, a impossibilidade de utilização de trado manual na preparação dos furos, devido à natureza do solo estudado. A preparação dos furos ocorreu através de um conjunto de hastes rosqueáveis de seção tubular, com diâmetro externo igual a 36,5 mm, dotado de ponta cônica, cravadas dinamicamente, através de golpes de um martelo manual. Mittal e Morgenstern, 1975, mostram, teórica e experimentalmente, que a variação na densidade de uma areia causada pela introdução de uma haste com 41,2 mm de diâmetro é, aproximadamente, 1%. Com o fito de preservar as características do solo, minimizou-se o tempo decorrido entre a execução do furo e a realização do ensaio. Segundo Briaud et alii, 1983, o diâmetro do furo, D_H , deve se situar no intervalo $1,03 D_s < D_H < 1,20 D_s$, onde D_s é o diâmetro da sonda. Admitindo-se que o diâmetro do furo seja aproximadamente igual ao diâmetro externo da haste de

perfuração, tem-se:

$$1,03 \times 32,5 \text{ mm} < 36,5 \text{ mm} < 1,20 \times 32,5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 33,5 \text{ mm} < 36,5 \text{ mm} < 39,0 \text{ mm}$$

CAPITULO IV

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Ensaio de Caracterização

A Figura (17) apresenta as curvas granulométricas referentes as amostras colhidas à 50, 100, 130, 160 e 190 cm de profundidade. Da superfície até 130 cm de profundidade, o solo se compõe, em média, de 10% de pedregulho, 36% de areia grossa, 36% de areia fina e 18% de silte e argila. A 160 cm, é composto por 52% de pedregulho, 18% de areia grossa, 18% de areia fina e 12% de silte e argila. Finalmente, à 190 cm de profundidade a composição é 28% de pedregulho, 34% de areia grossa, 16% de areia fina e 22% de silte e argila. O material apresenta-se bem graduado à 50, 100 e 190 cm, e mal graduado à 130 e 160 cm de profundidade. Verifica-se que o perfil investigado é uma areia siltosa - solo SM na Classificação Unificada - e apresenta densidade real variando entre limites próximos - 2,46 a 2,59 - com um valor médio igual a 2,53. A Tabela (5) reúne os resultados da análise granulométrica. Os resultados foram determinados através de um programa específico, escrito em linguagem BASIC, cuja listagem, juntamente com uma comparação de resultados determinados manualmente e por computador, é apresentada no

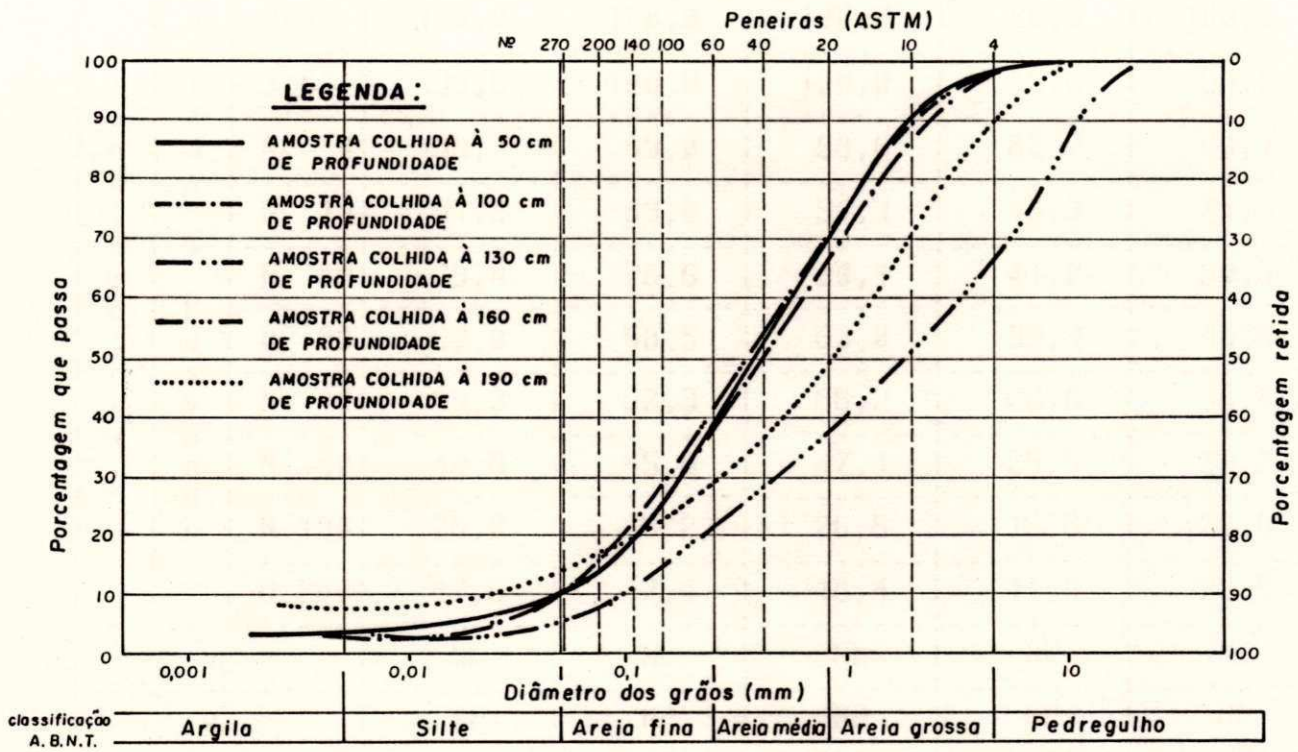


FIGURA 17 — CURVAS GRANULOMÉTRICAS

Prof. (cm)		50	100	130	160	190
Granulometria	1 1/2"	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
	P 1"	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
	3/4"	100,0	100,0	100,0	98,5	100,0
	3/8"	99,6	100,0	100,0	85,2	98,0
	N. 4	98,7	99,0	98,6	62,7	90,1
	N. 10	91,3	89,8	90,3	48,3	71,9
	N. 16	79,4	76,6	80,1	41,0	60,3
	N. 30	62,0	58,5	63,0	33,3	43,8
	N. 40	55,3	52,3	56,2	29,8	38,4
	N. 50	44,8	45,6	47,1	25,5	33,2
	N.100	26,0	25,2	26,5	15,6	25,8
	N.200	17,6	17,4	18,4	11,9	22,5
w _L	NL	NL	NL	NL	NL	
w _p	NP	NP	NP	NP	NP	
Clas.Unificada	SM	SM	SM	SM-SP	SM	
Densidade Real	2,59	2,53	2,56	2,50	2,46	
C _u	12,2	13,3	10,0	44,4	59,1	
Uniformidade	Média	Média	Média	Desunif.	Desunif.	

Tabela (5) - Resumo dos ensaios de caracterização.

Apêndice (B).

Umidade Natural e Densidade In Situ

Verifica-se que os teores de umidade natural do solo são constantes até 100 cm de profundidade - 1,2% - e crescentes a partir desta profundidade, até 190 cm. Vale 2,3% à 130 cm e, a partir desta profundidade, cresce uniformemente até um máximo de 7,0%, à 190 cm. Por outro lado, a densidade in situ apresenta-se errática ao longo da profundidade investigada, com um máximo à 160 cm - 21,1 kN/m³ -, mínimo à 130 cm - 14,9 kN/m³ - e um valor médio de 17,8 kN/m³. A Tabela (6) apresenta os teores de umidade e densidades do solo, no estado natural.

Ensaio Padronizado de Penetração (SPT)

As sondagens SPT revelam que o material é homogêneo, sob o aspecto da identificação táctil-visual, até uma profundidade média de 1,90 m. Nenhum furo de sondagem atingiu o nível d'água, ou seja, o NA situa-se a uma profundidade superior a 3,60 m e não influencia os resultados dos ensaios realizados. A Tabela (7) apresenta o número de golpes correspondentes a penetração dos 30 cm finais dos intervalos de profundidade apresentados.

Nos furos números 1 e 3, observa-se um crescimento de N, em pequena intensidade, da superfície até 2,45 m e, bruscamente, a partir de 3,00 m de profundidade. No furo n. 2 porém, o crescimento intenso de N ocorre a partir de 2,00 m. Verifica-se

VALA	PROF. (cm)	DENS. IN SITU (kN/m ³)	w (%)
2	50	17,9	1,20
3	100	15,8	1,20
4	130	14,9	2,30
5	160	21,1	4,60
6	190	19,3	7,00

Tabela (6) - Valores de densidade in situ e umidade.

FURO	COTA (cm)	N ₃₀	FURO	COTA (cm)	N ₃₀
1	0 - 45	4	4	0 - 45	6
	100 - 145	5		50 - 95	4
	200 - 245	9		100 - 145	2
	300 - 345	55		150 - 195	18
2	0 - 45	4	5	0 - 45	3
	100 - 145	5		50 - 95	4
	200 - 245	22		100 - 145	2
	300 - 345	52		150 - 195	5
3	0 - 45	4	6	200 - 245	19
	100 - 145	5		250 - 295	31
	200 - 245	9		0 - 45	4
	300 - 345	27		50 - 95	2
N ₃₀ : número de golpes correspondentes à penetração dos 30 cm finais.				100 - 145	4
				150 - 195	6
				200 - 245	30

Tabela (7) - Número de golpes para penetração dos últimos 30 cm do amostrador do SPT.

que da superfície até 1,45 m, N é constante, refletindo que, num mesmo furo, verificam-se razoáveis condições de homogeneidade, até a referida profundidade. A mudança efetiva de solo, somente ocorre a partir de 2,00 m.

Nos furos números 4, 5 e 6, a resistência à penetração foi tomada ao longo de toda a profundidade atingida. Nestes furos, observa-se que o valor de N varia desordenadamente da superfície até 1,45 m em consequência, provavelmente, da forma contínua de penetração à percussão. A partir de 1,50 m há um pequeno acréscimo em N decorrente da transição do solo e, somente a partir de 2,00 m, N aumenta significativamente. No furo n. 4 porém, o crescimento efetivo de N se dá a partir de 1,50 m.

As variações verificadas nos furos números 2 e 4 revelam que, a despeito da aparente homogeneidade da camada superior, prevalece, realmente, condições de heterogeneidade. O Apêndice (C) apresenta as fichas de sondagem, com cotas, identificação táctil-visual dos materiais e demais detalhes. A Figura (18) mostra um perfil típico do subsolo investigado.

De acordo com Tavenas, 1971, a não repetibilidade dos resultados do SPT pode ser decorrente de variações na estrutura do solo e nas condições de tensões efetivas no amostrador. Para Sanglerat, 1972, é provável que a história geológica das camadas de solo explique a dispersão dos resultados do SPT em solos de mesmo tipo.

Tomando-se os resultados dos furos números 4 a 6, até a profundidade de 1,95 m, tem-se um N médio igual a 5. Admitindo-se

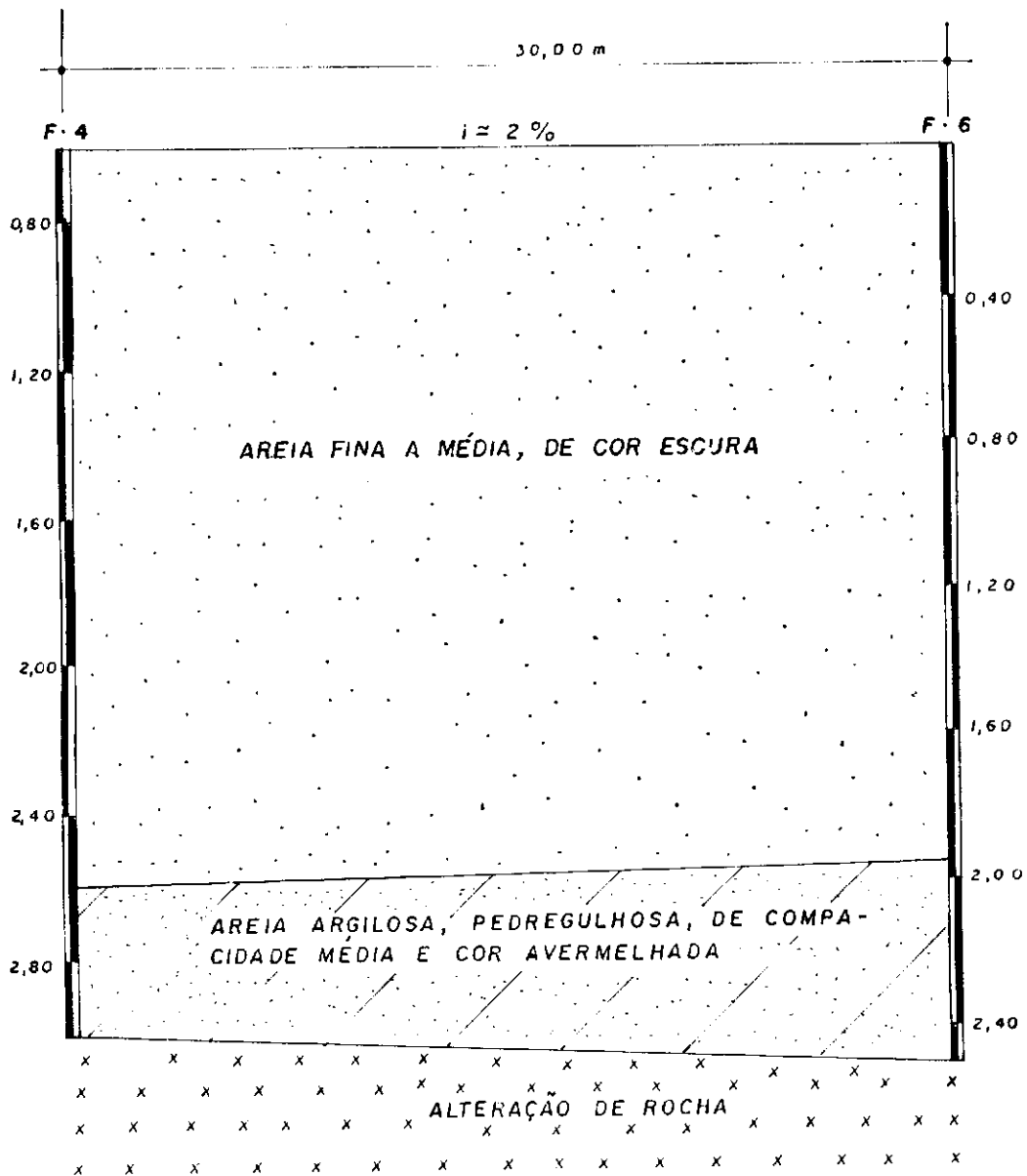


FIGURA 18 - PERFIL TÍPICO DO SUBSOLO INVESTIGADO

uma tensão vertical in situ média igual a 21,6 kPa, estima-se a densidade relativa, DR, em 0,49, através da Equação (5) e, a partir desse resultado, estima-se o ângulo de atrito - $\phi_i = 32^\circ$ - através da Equação (4), verificando-se uma boa aproximação entre essa estimativa e o valor utilizado na fase de planejamento dos ensaios in situ.

Fazendo-se uso das tabelas e ábacos comumente apresentados na literatura (Moraes, 1976), os valores N do SPT conduzem aos seguintes resultados:

(a) compactidade variável desde muito fofa até muito compacta, e ângulo de atrito variável desde menor do que 30° até 45° ou mais (tabelas);

(b) tensão admissível média de 100 kPa e, em todos os casos, inferior a 200 kPa, considerando-se uma hipotética sapata circular com 30 cm (12 pol.) de diâmetro (ábacos).

O item (a) não oferece um mínimo de precisão ou confiabilidade em suas informações. O item (b) atesta o conservadorismo resultante da utilização de ábacos para estimar a tensão admissível segundo o N do SPT. Coincidentemente (ou consequentemente), a tensão admissível das fundações superficiais da nossa região são, geralmente, estimadas nessa faixa de variação, a partir de sondagens SPT.

O número de golpes N, obtido à pequenas profundidades é, geralmente, muito baixo. A uma grande profundidade, o mesmo solo,

com a mesma densidade relativa, apresenta valores de N mais elevados, em função do peso de solo acima do nível do ensaio. deMello, 1971, afirma que os resultados do SPT, em pequenas profundidades, são conservadores e inaplicáveis.

Diante do exposto, as sondagens SPT assumem, nesse caso, a função de identificação do perfil do sub-solo, através de sua estratigrafia.

Prova de Carga sobre Placas

A Figura (19) mostra as curvas de calibração do manômetro do macaco hidráulico utilizado nas provas de carga sobre placas, obtidas antes e após a bateria de ensaios. Verifica-se que as calibrações praticamente coincidem, revelando que não houveram alterações significativas no sistema de leitura de carga, durante a realização dos ensaios. Utilizando-se o programa estatístico AJUSTE (Cavanha & Cavanha, 1983), cuja listagem é apresentada no Apêndice (D), obteve-se, por correlações simples lineares, as Equações (26a) e (26b), referentes às calibrações efetuadas antes e após os ensaios, respectivamente. Optou-se por utilizar uma curva de calibração intermediária, conforme a Equação (26c).

$$Q = 16,43 + 91,61 \times \text{leitura do manômetro} \quad (26a)$$

$$r = 0,9998$$

$$Q = 278,33 + 91,31 \times \text{leitura do manômetro} \quad (26b)$$

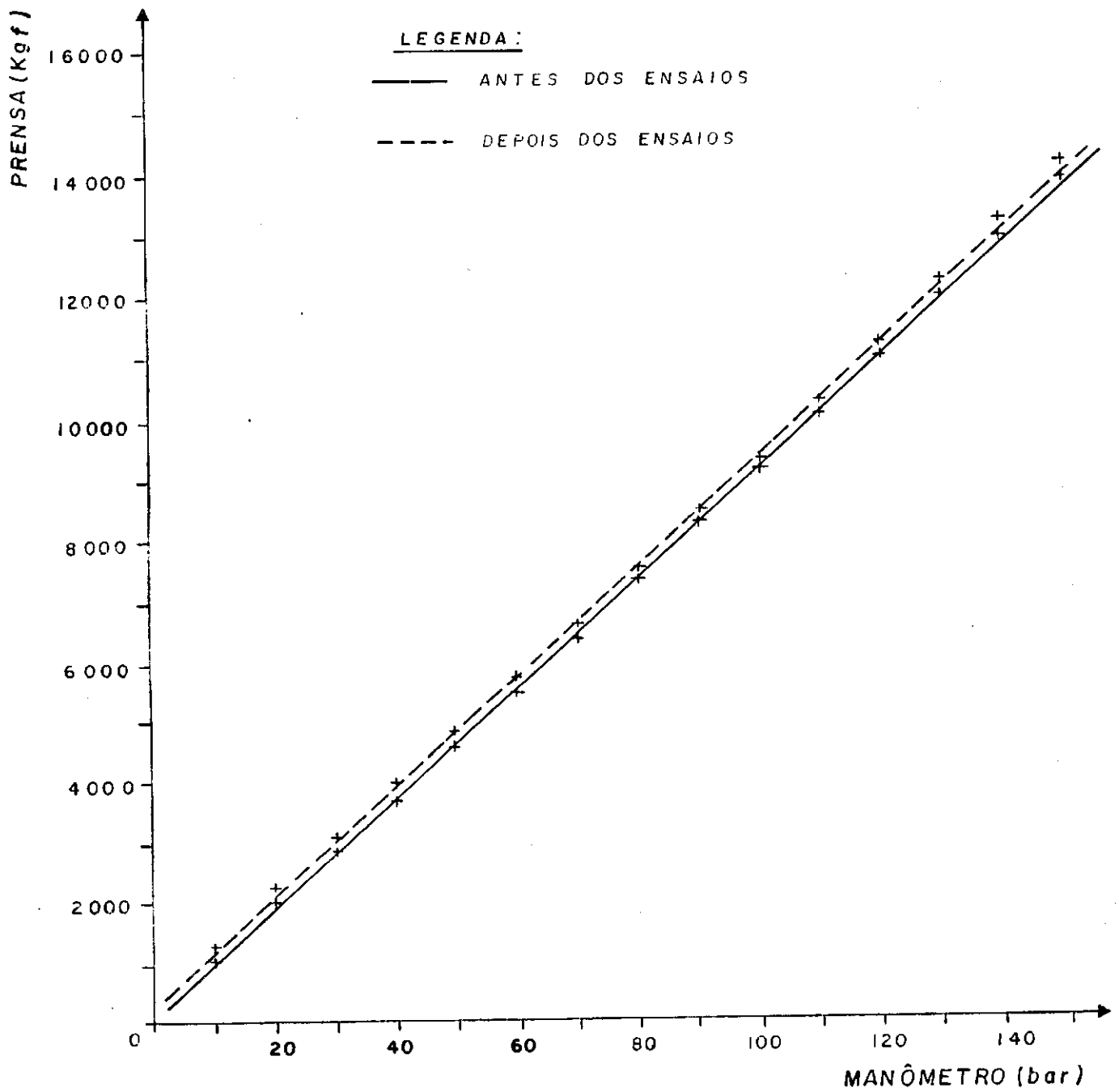


FIGURA 19 — CURVAS DE CALIBRAÇÃO DO MACACO.

$$r = 0,9997$$

$$Q = 147,38 + 91,46 \times \text{Leitura do manômetro} \quad (26c)$$

$$r = 0,9993$$

As Figuras (20a), (20b) e (20c) apresentam as curvas tensão x recalque correspondentes ao ensaio realizado à 50 cm de profundidade, utilizando-se as calibrações inicial, final e intermediária, respectivamente. A capacidade de carga medida vale 365 kPa, 385 kPa e 375 kPa, em cada caso, ou seja, um valor médio na calibração intermediária, sob pequena variação, ratificando a inalteração do sistema de leitura de carga ao longo dos ensaios.

As curvas tensão x recalque, referentes aos ensaios realizados em profundidade, com a placa apoiada horizontalmente no fundo da vala são mostradas nas Figuras (20c) a (20g). Verifica-se a predominância das deformações permanentes, relativamente as deformações recuperáveis, como característica do comportamento inelástico do solo. Em todas as curvas, observa-se uma boa definição da envoltória. Os ensaios realizados à 50, 100 e 130 cm de profundidade foram conduzidos até a fase plástica, atingindo tensões de magnitude superior à tensão de ruptura. Nestes ensaios, as curvas tensão x recalque apresentam configurações típicas de solos com ruptura local. Os ensaios realizados à 160 e 190 cm de profundidade não atingiram a fase plástica, devido a limitação de carga no sistema de reação.

As Figuras (21a), (21b) e (21c) apresentam as curvas tensão x recalque, referentes aos ensaios realizados em profundi-

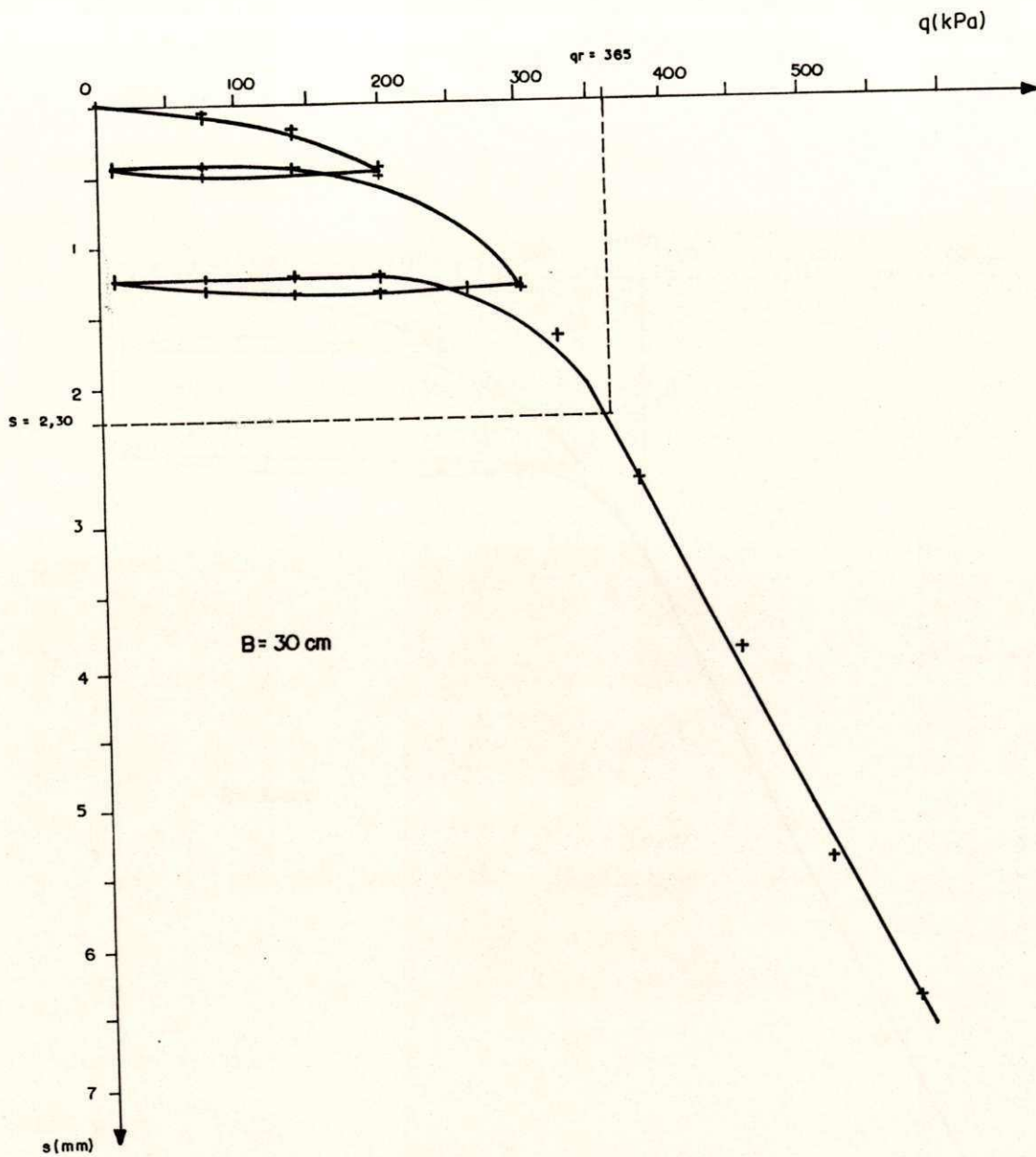


FIGURA - 20a CURVA TENSÃO x RECALQUE DA PROVA DE CARGA VERTICAL A 50cm DE PROFUNDIDADE UTILIZANDO-SE A CALIBRAÇÃO EXECUTADA ANTES DOS ENSAIOS.

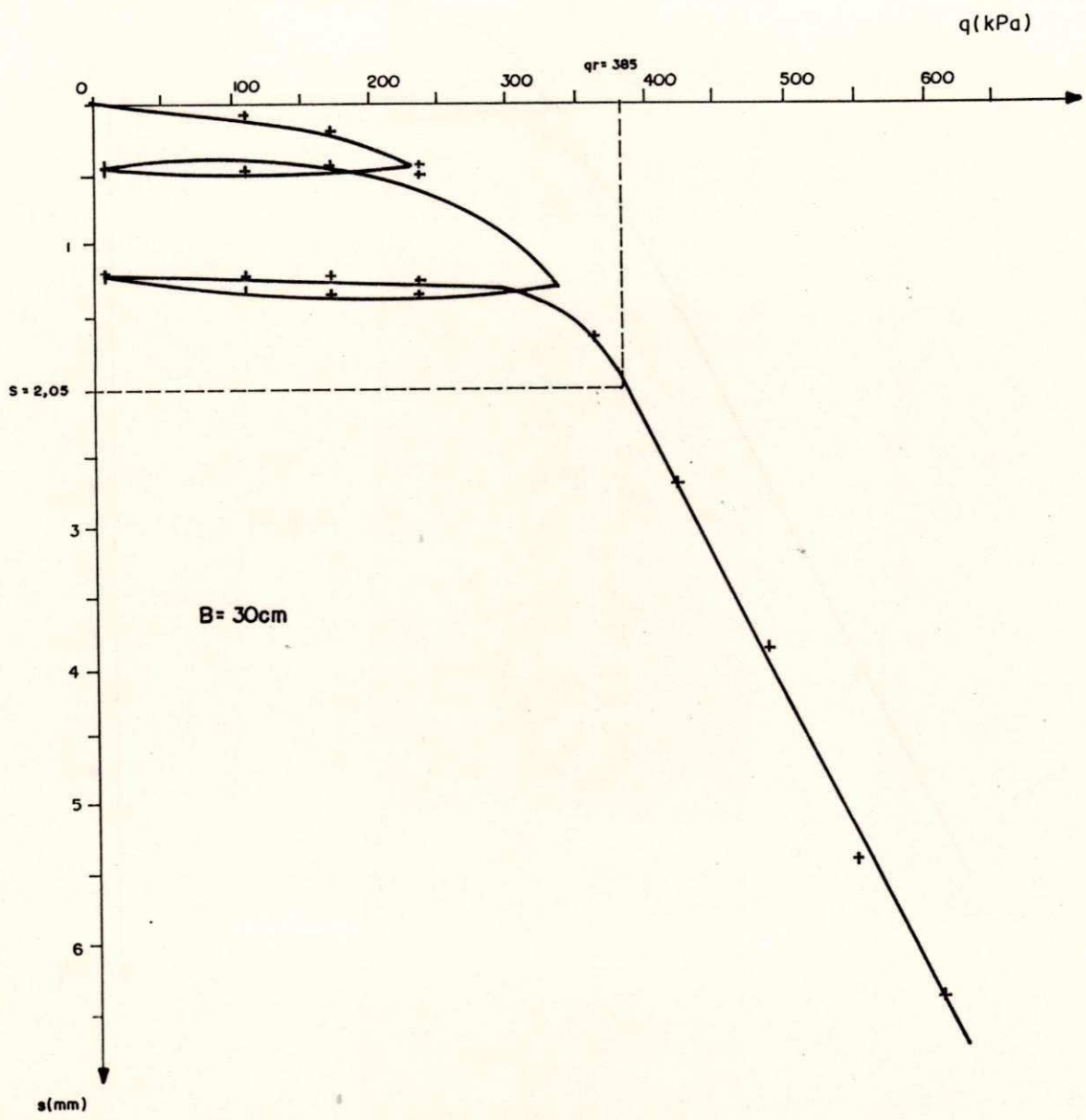


FIGURA -20b CURVA TENSÃO x RECALQUE DA PROVA DE CARGA VERTICAL A 50cm DE PROFUNDIDADE UTILIZANDO-SE A CALIBRAÇÃO EXECUTADA APÓS OS ENSAIOS

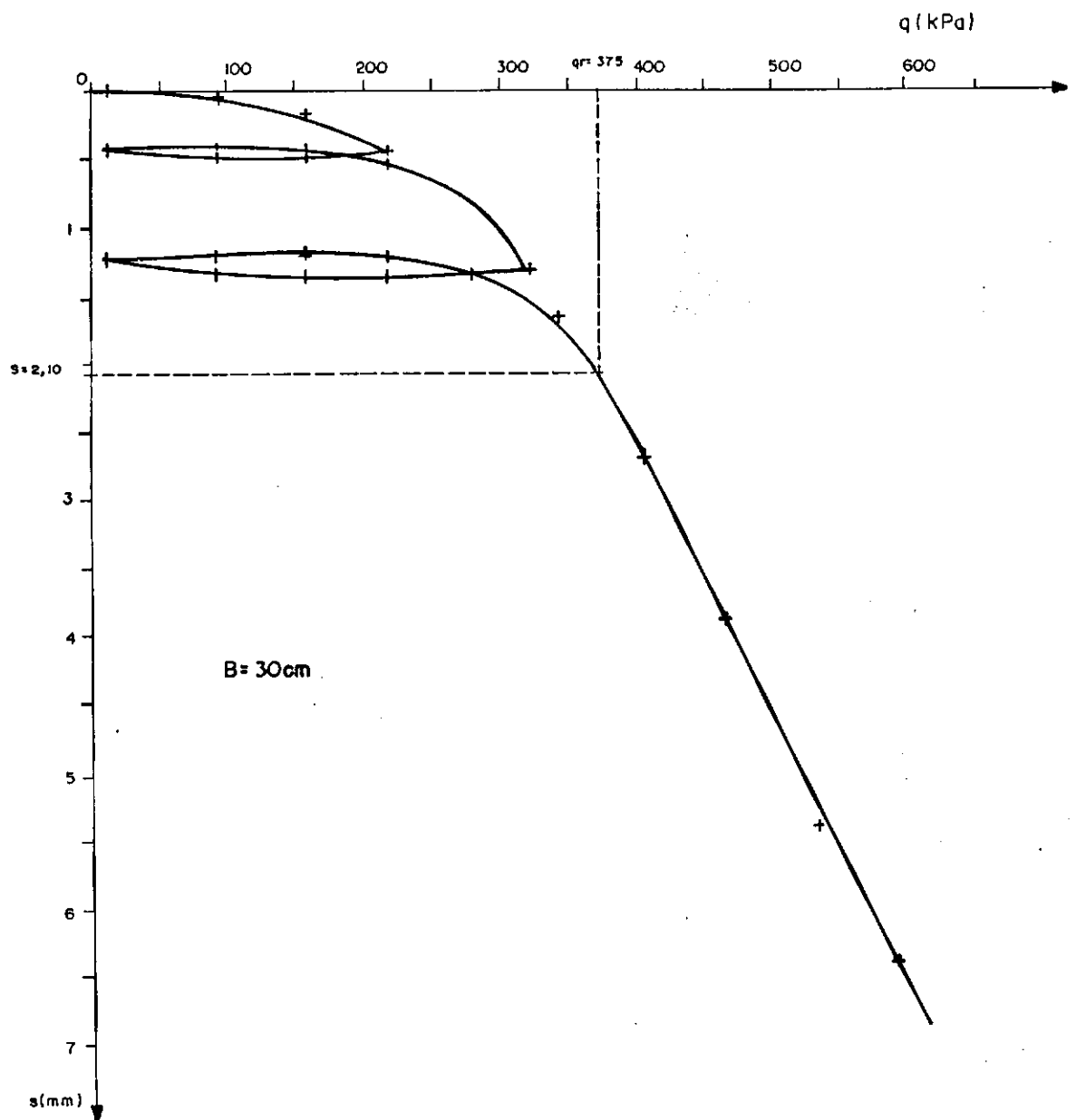


FIGURA - 20c CURVA TENSÃO x RECALQUE DA PROVA DE CARGA VERTICAL A 50 cm DE PROFUNDIDADE.

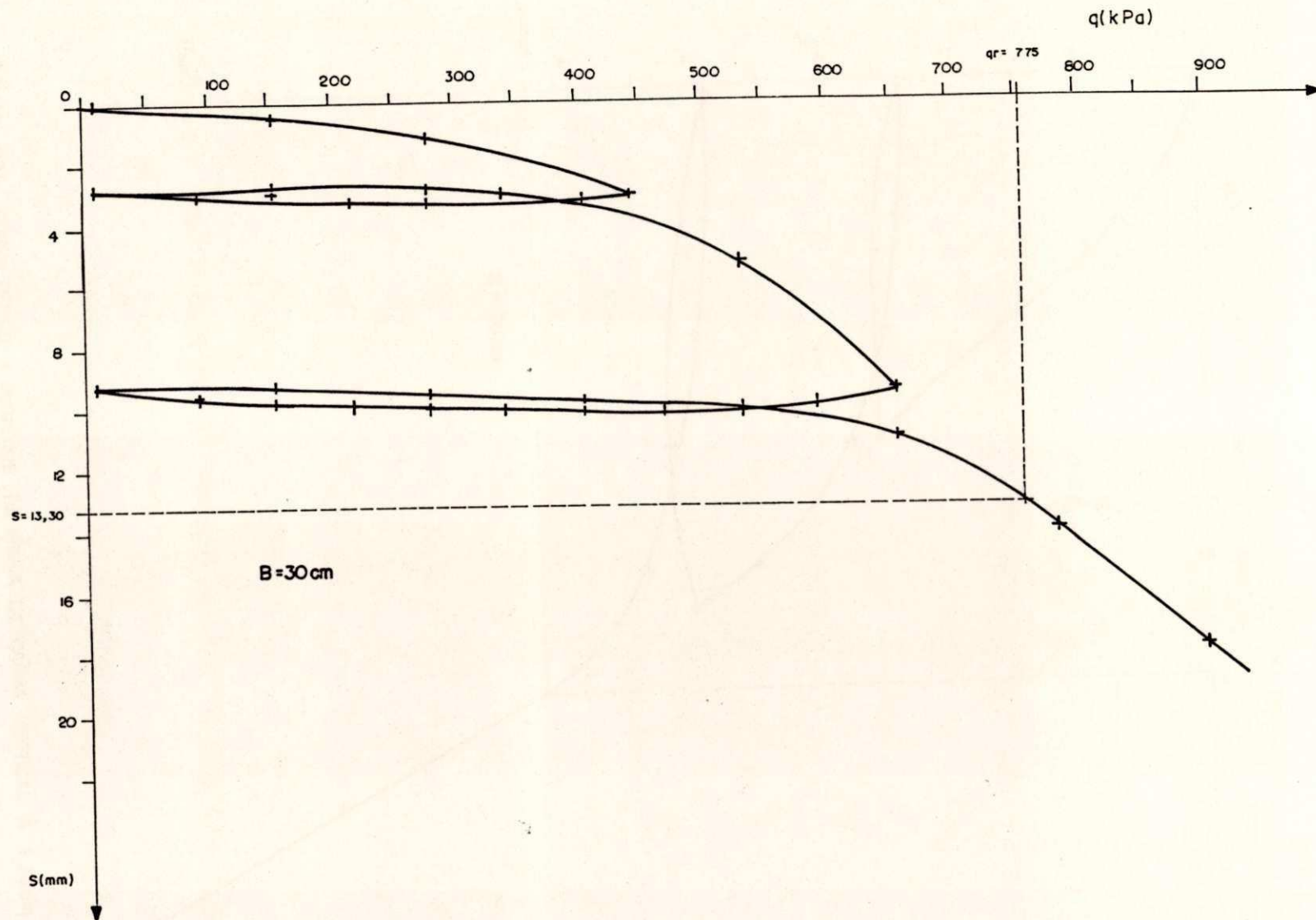


FIGURA - 20d CURVA TENSÃO x RECALQUE DA PROVA DE CARGA VERTICAL À 100cm DE PROFUNDIDADE

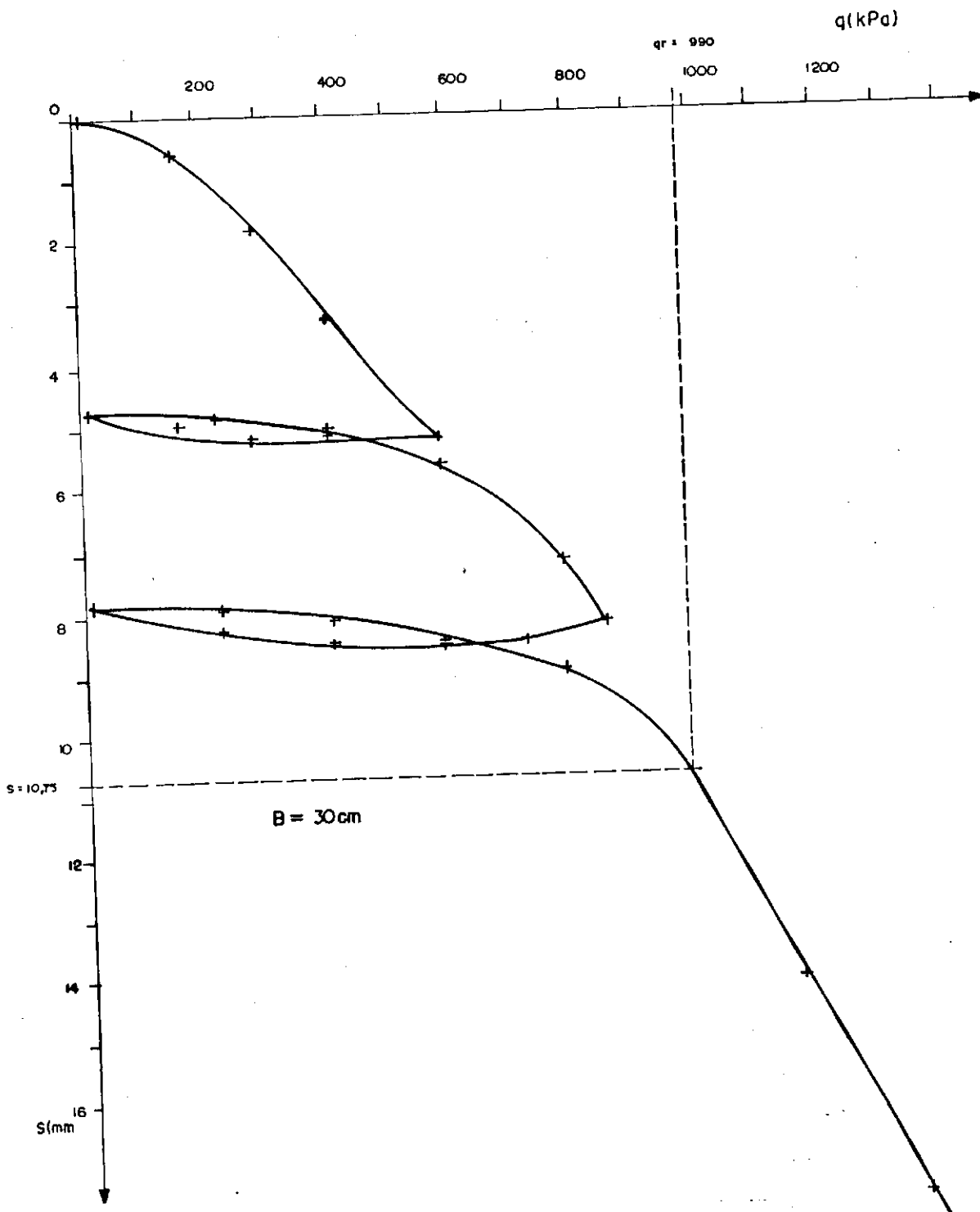


FIGURA - 20e CURVA TENSÃO x RECALQUE DA PROVA DE CARGA VERTICAL À 130cm DE PROFUNDIDADE

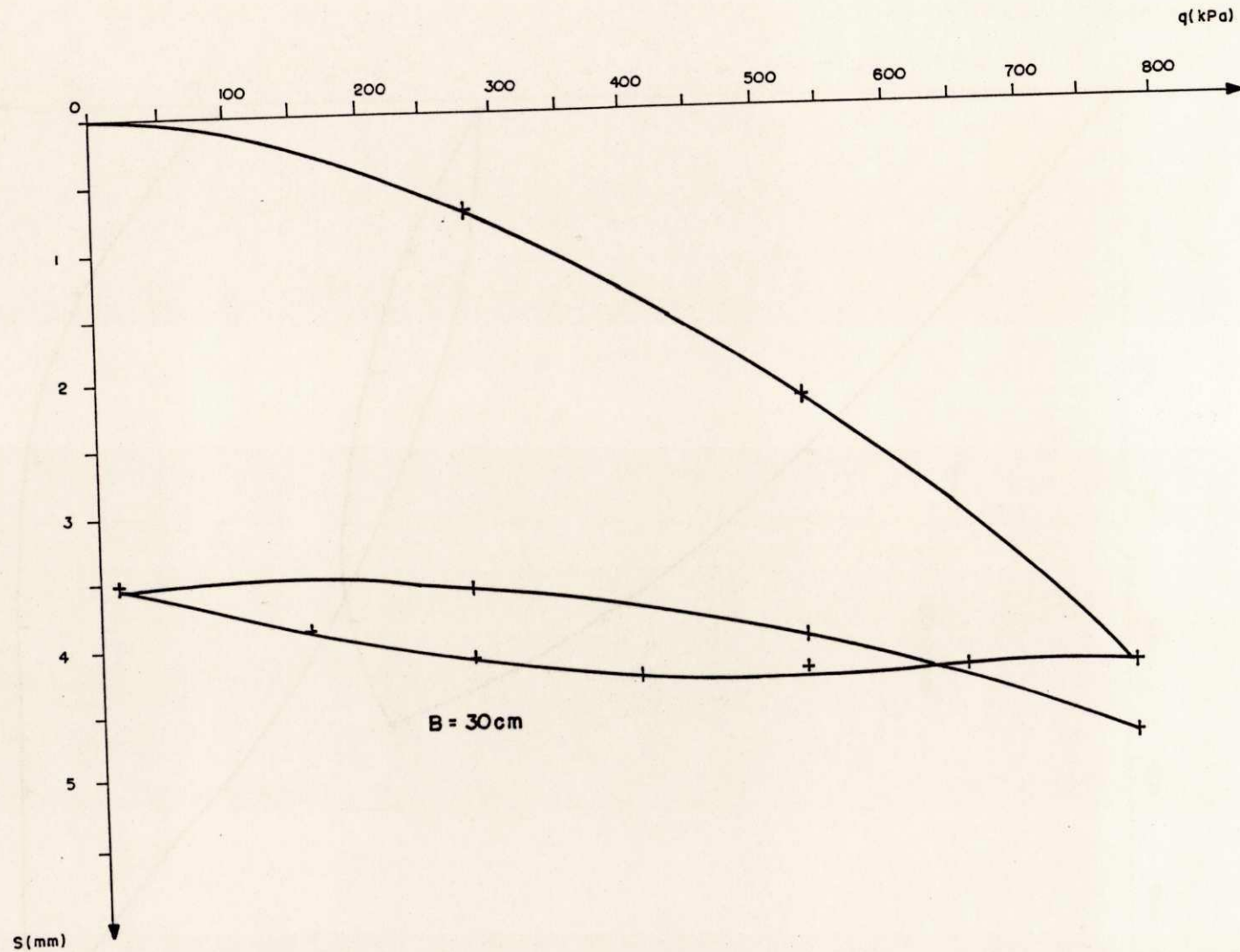


FIGURA - 20f CURVA TENSÃO x RECALQUE DA PROVA DE CARGA VERTICAL À 160 cm DE PROFUNDIDADE.

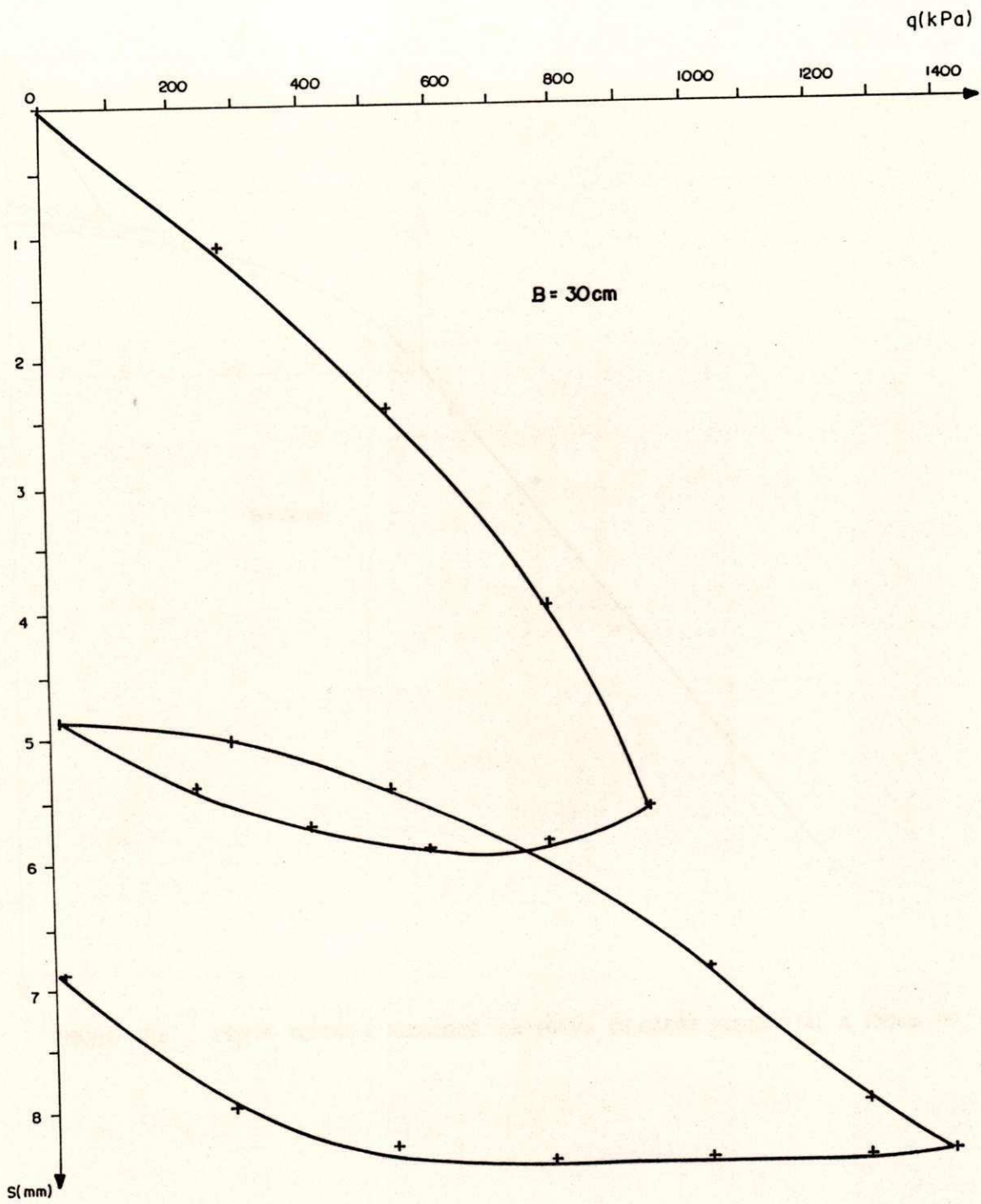


FIGURA-20g CURVA TENSÃO x RECALQUE DA PROVA DE CARGA "VERTICAL" À 190cm DE PROFUNDIDADE.

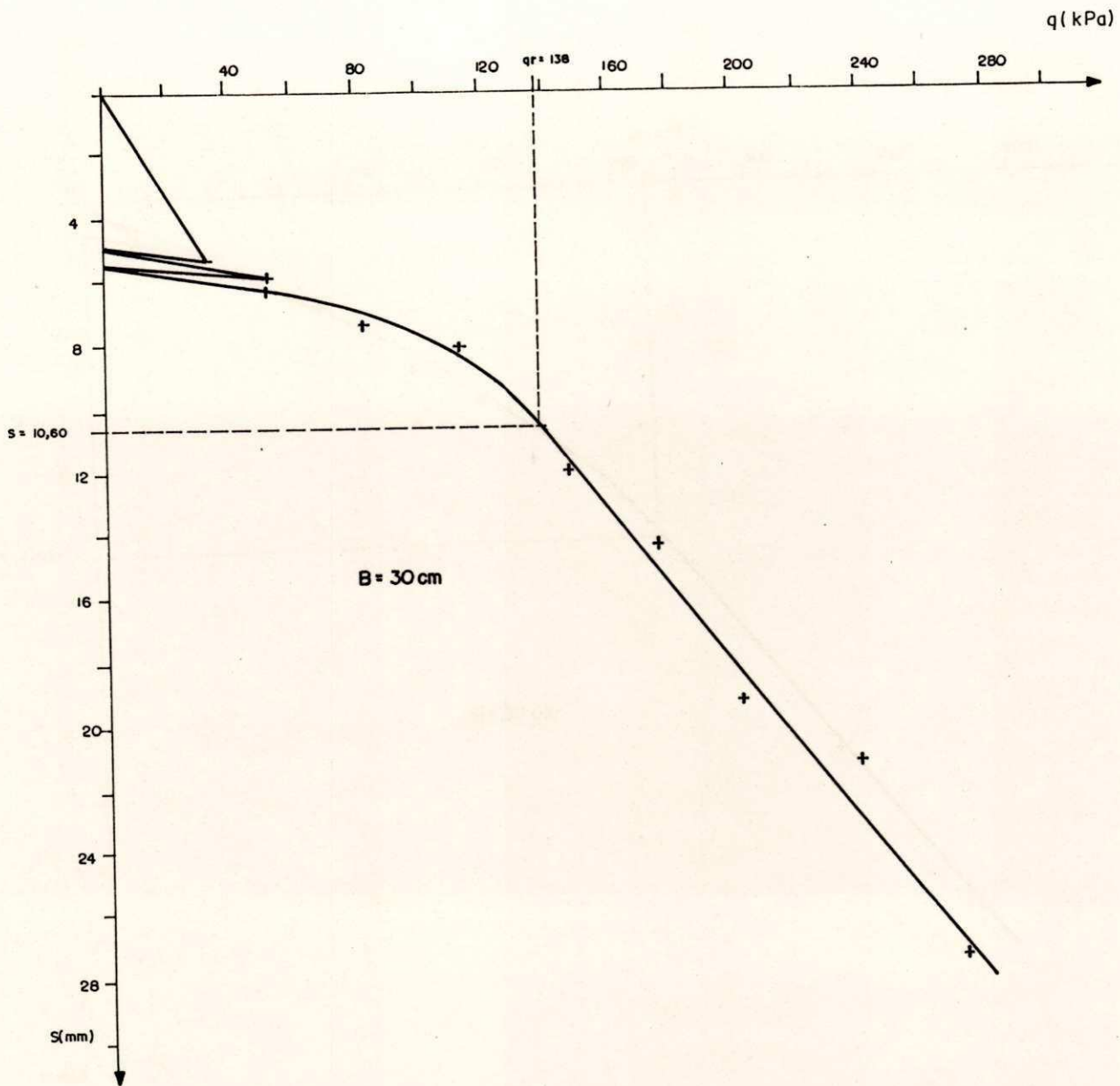


FIGURA - 21a CURVA TENSÃO x RECALQUE DA PROVA DE CARGA HORIZONTAL À 130cm DE PROFUNDIDADE.

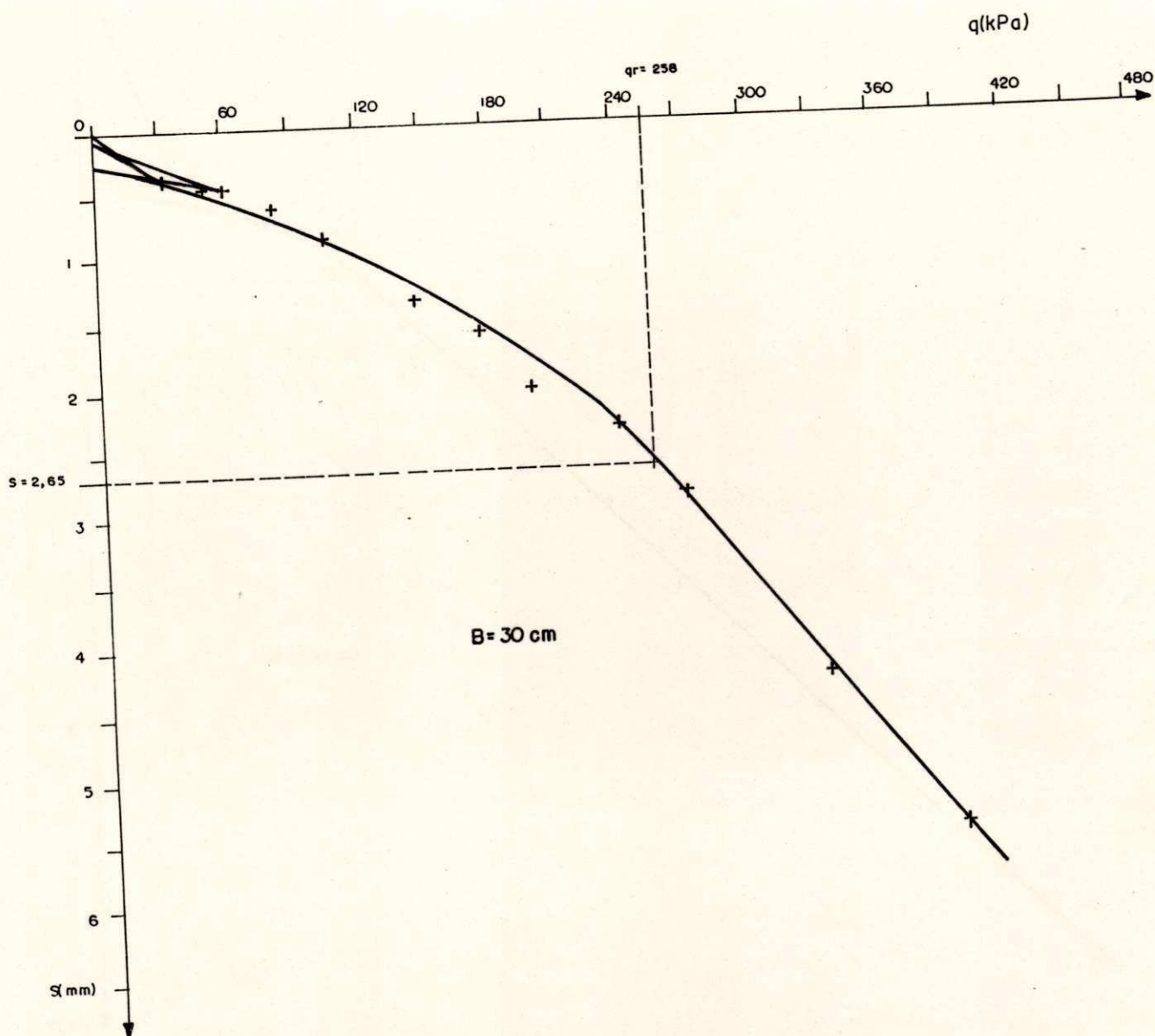


FIGURA - 21b CURVA TENSÃO x RECALQUE DA PROVA DE CARGA HORIZONTAL A 160 cm DE PROFUNDIDADE

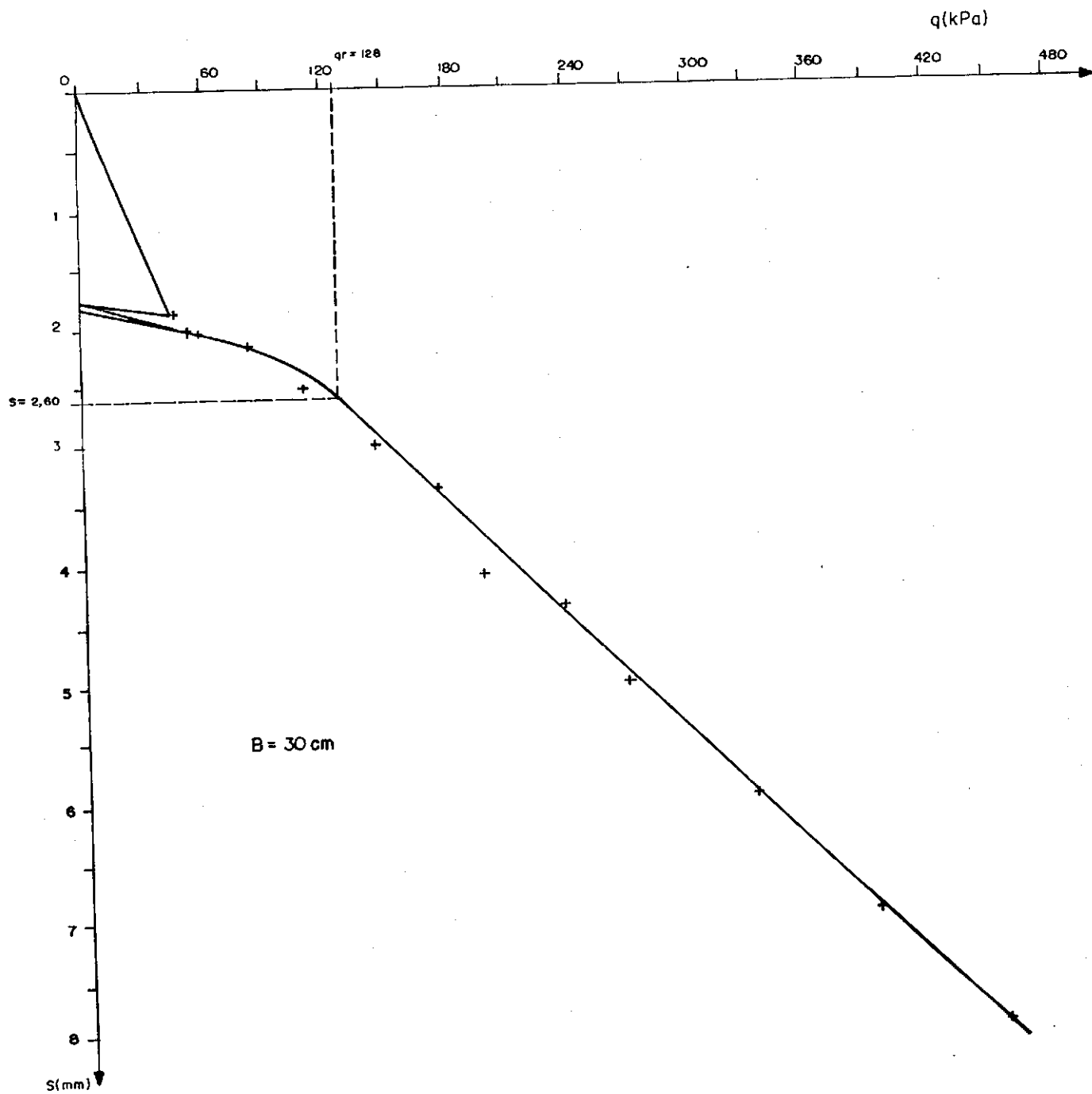


FIGURA - 21c CURVA TENSÃO x RECALQUE DA PROVA DE CARGA HORIZONTAL A 190 cm DE PROFUNDIDADE

dade, com a placa apoiada verticalmente na parede da vala, reagindo contra a parede oposta, através de uma placa de maior diâmetro. Apresentam uma deformação inicial grande, devido, provavelmente, a uma acomodação da placa na parede da vala, pois que, nesse caso, o contato adequado placa-superfície de ensaio é mais difícil de ser estabelecido, relativamente aos ensaios convencionais.

A Tabela (8a) apresenta os valores da capacidade de carga, da tensão admissível - obtida mediante um coeficiente de segurança igual a dois - e dos respectivos recalques. Os recalques correspondentes à capacidade de carga não apresentam mesma magnitude; todavia, verifica-se, nas provas de carga "vertical", que as tensões de ruptura crescem proporcionalmente à profundidade. Observa-se que os recalques correspondentes a tensão admissível e, até mesmo, à capacidade de carga, são extremamente pequenos - máximo de 4,4 % do diâmetro da placa - e isto confirma que a tensão admissível deve ser fixada, neste caso, segundo um critério de ruptura. Na prova de carga "horizontal" realizada a 130 cm de profundidade, verifica-se um recalque significativamente maior devido, provavelmente, a existência de uma cratera originária de um formigueiro, próxima à região carregada, detectada durante a execução do ensaio. Segundo as provas de carga "horizontal", a tensão de ruptura cresce inicialmente e cai à 190 cm. A interpretação dos resultados das provas de carga "horizontal" é difícil, devido a diferença na direção de solicitação, relativamente a um elemento de fundação.

PROF. (cm)	CAPACIDADE DE CARGA (kPa)	RECALQUE CORRESP. (mm)	TENSAO ADM. (kPa)	RECALQUE CORRESP. (mm)	DIR. DA CARGA
50	375	2,10	188	0,35	Ver
100	775	13,30	388	2,30	ti
130	990	10,75	495	4,40	cal
130	138	10,60	69	6,60	Ho
160	258	2,65	129	1,07	ri
190	128	2,60	64	2,05	zon
					tal

Tabela (8a) - Capacidade de carga, tensões admissíveis e respectivos recalques das provas de carga sobre placas.

Método	Teoria de Terzaghi ($f_i=35^\circ$)		Prova de carga	A	Prof. (cm)
	Rupt. local (B)	Rupt. geral			
q _r	134	462	375	2,8	50
e	232	778	775	3,3	100
m	287	959	990	3,4	130
k	374	1.252	1.215 *	3,2	160
P	445	1.483	ND	---	190
a					

Tabela (8b) - Comparação da capacidade de carga calculada pela Teoria de Terzaghi e determinada em provas de carga (* estimada)

A capacidade de carga determinada nas provas de carga confirmam o conservadorismo da Teoria de Terzaghi. A Tabela (8b) apresenta uma comparação entre os valores obtidos através de provas de carga e a partir dessa teoria, onde verifica-se, segundo um critério de ruptura local - tal como ocorreu no campo - uma razão média de três entre esses valores.

As Figuras (22a) a (22e) apresentam as curvas tensão x recalque referentes aos ensaios realizados na superfície. A Figura (23) mostra a curva recalque x diâmetro da placa, sob uma tensão de 80 kPa e revela que a placa de 30,48 cm (12 pol.) de diâmetro, utilizada nos ensaios em profundidade, não é significativamente influenciada pelo efeito de ponta, conforme comparação com a curva da Figura (3). Esse resultado concorda, ainda, com os estudos de Burmister, 1963.

Ensaio Pressiométricos

As curvas de calibração de pressão e volume, construídas com os pontos obtidos nas calibrações realizadas antes e após a bateria de ensaios, são mostradas nas Figuras (24) e (25). Verifica-se que a sonda tornou-se mais flácida após os ensaios sem, no entanto, conferir diferença significativa aos resultados. Isto pode ser comprovado através dos resultados do ensaio n. 1, do furo n. 1, obtidos segundo calibrações efetuadas antes e após os ensaios, conforme apresentados e comparados no Apêndice (E). Isto posto, optou-se por utilizar uma curva de calibração

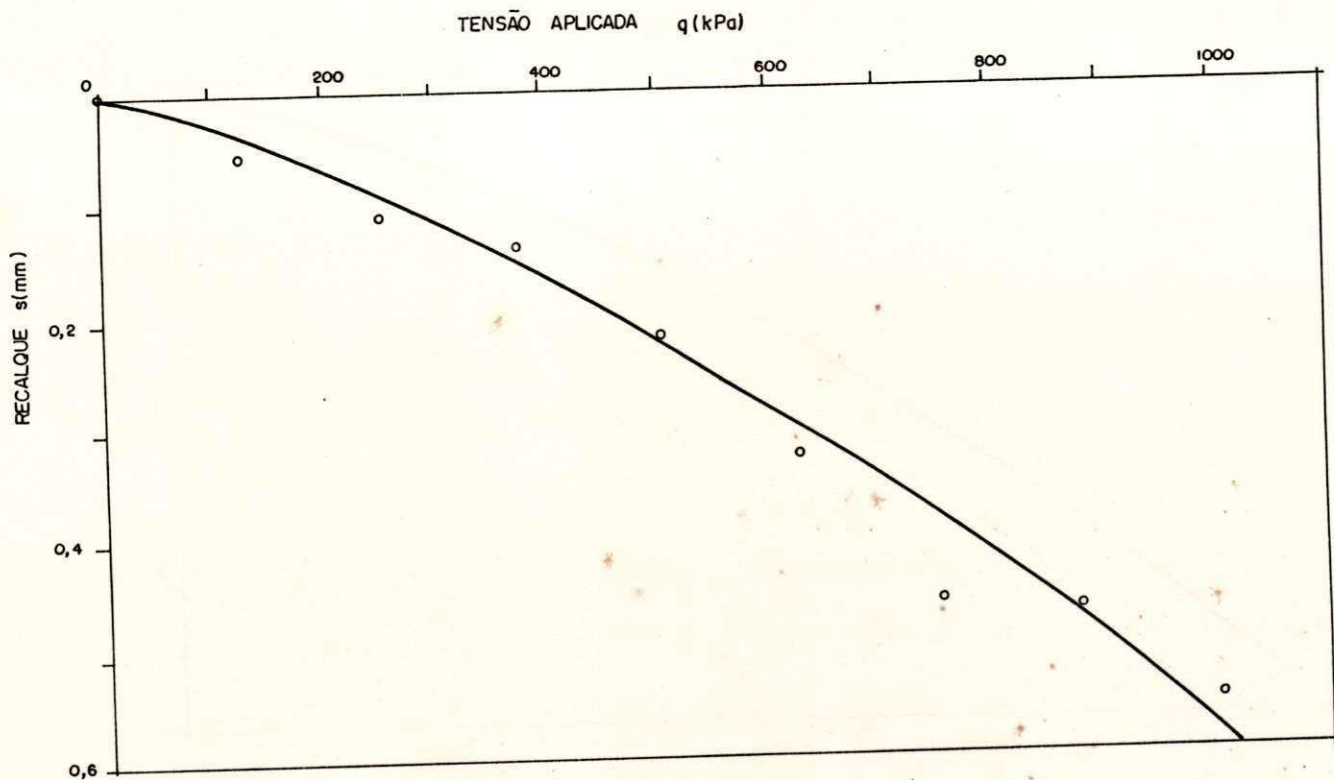


FIGURA 22a - CURVA TENSÃO x RECALQUE
PROVA DE CARGA NA SUPERFÍCIE - B = 15,24 cm (6 POL.)

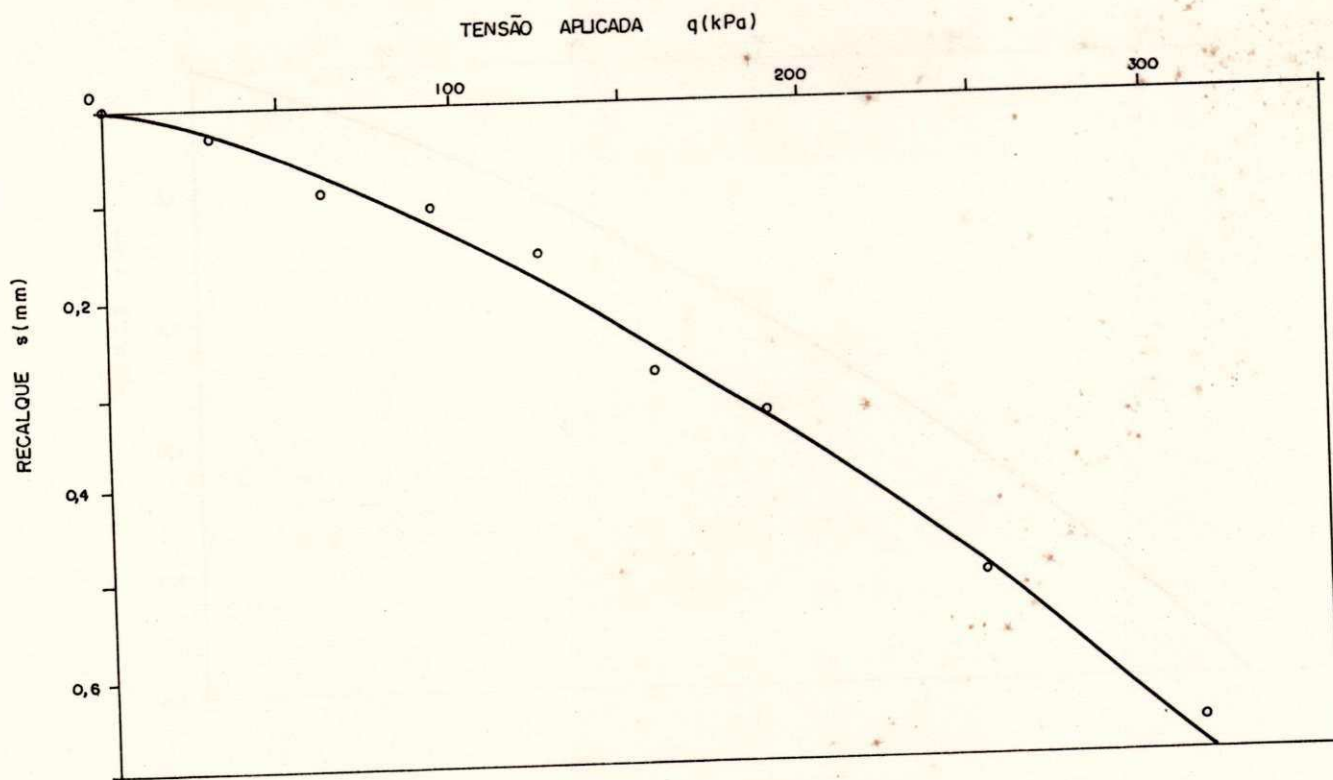


FIGURA 22b - CURVA TENSÃO x RECALQUE
PROVA DE CARGA NA SUPERFÍCIE - B = 30,48 cm (12 POL.)

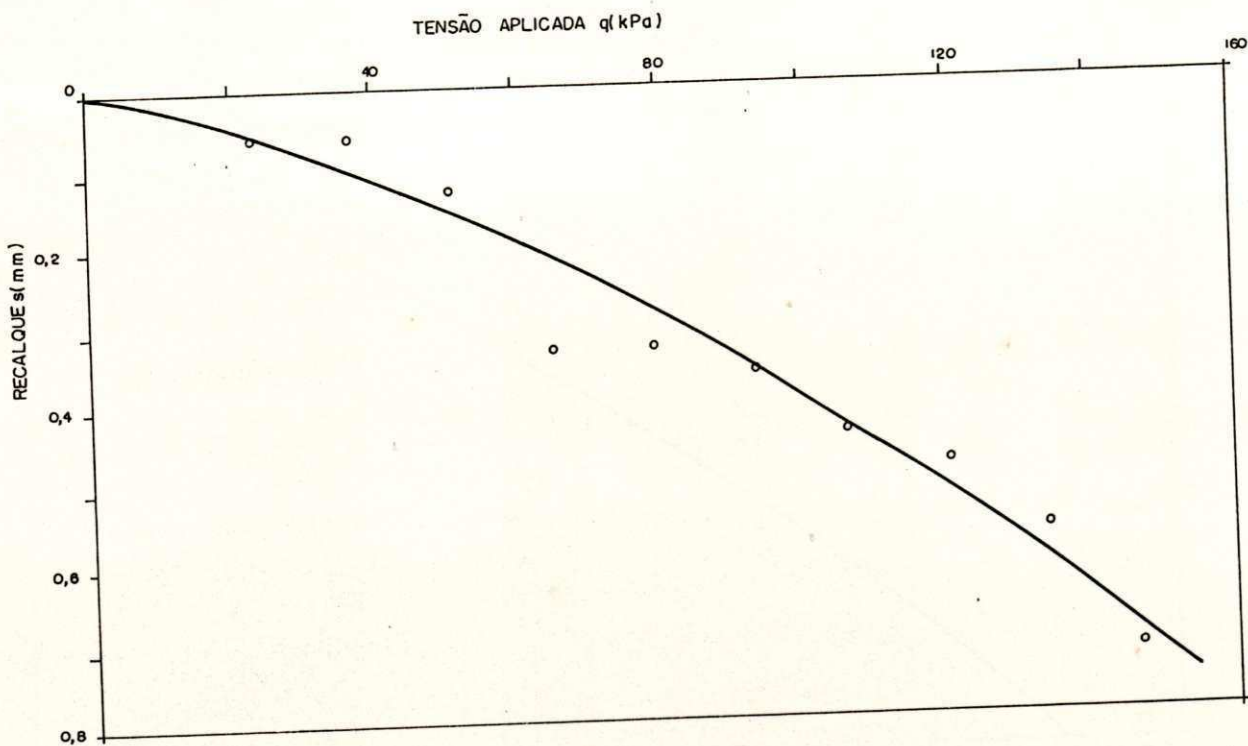


FIGURA 22c - CURVA TENSÃO x RECALQUE
 PROVA DE CARGA NA SUPERFÍCIE - $B = 45,72$ cm (18 POL..)

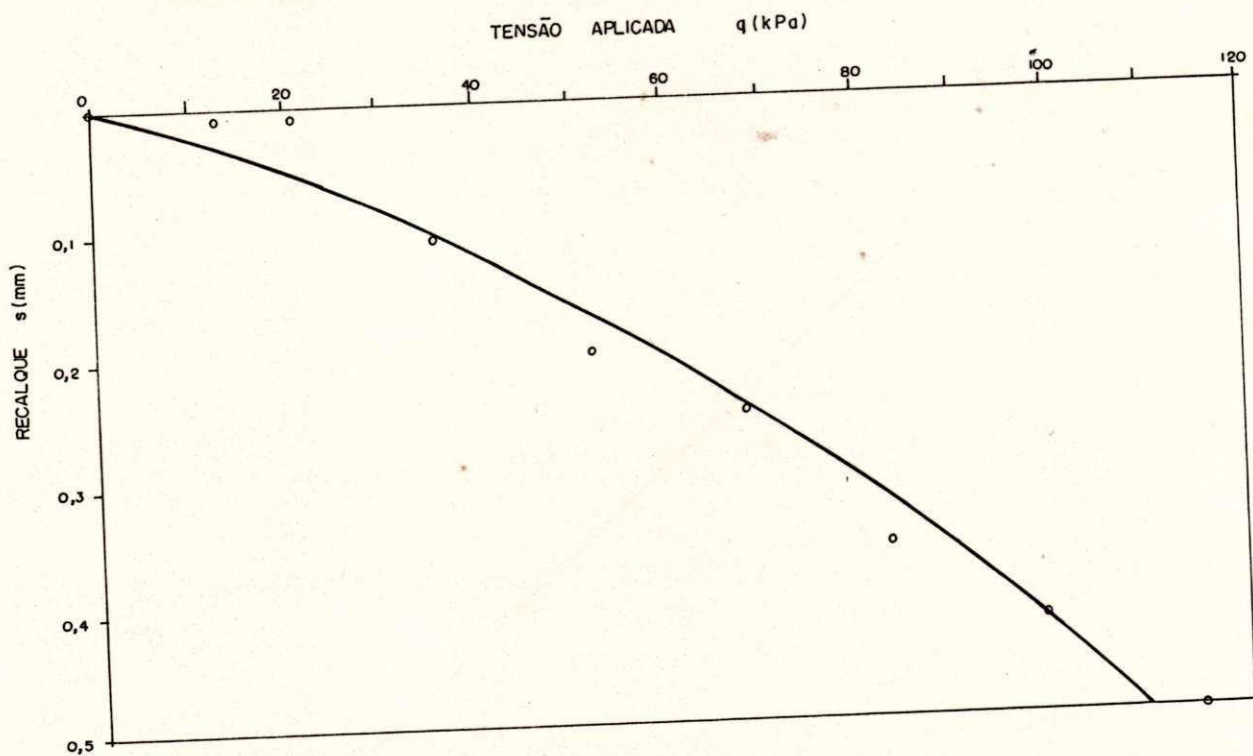


FIGURA 22d - CURVA TENSÃO x RECALQUE
 PROVA DE CARGA NA SUPERFÍCIE - $B = 60,96$ cm (24 POL..)

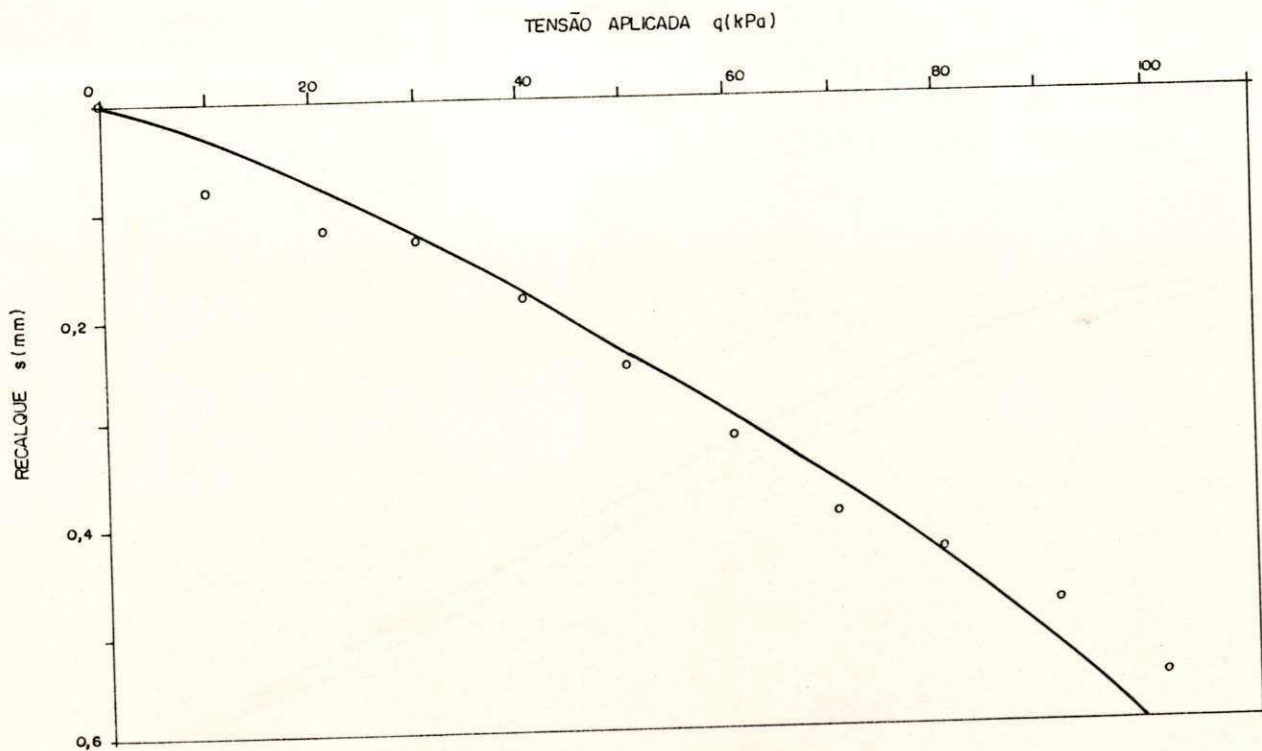


FIGURA - 22a - CURVA TENSÃO x RECALQUE
 PROVA DE CARGA NA SUPERFÍCIE - B= 76,20 cm (30 POL.)

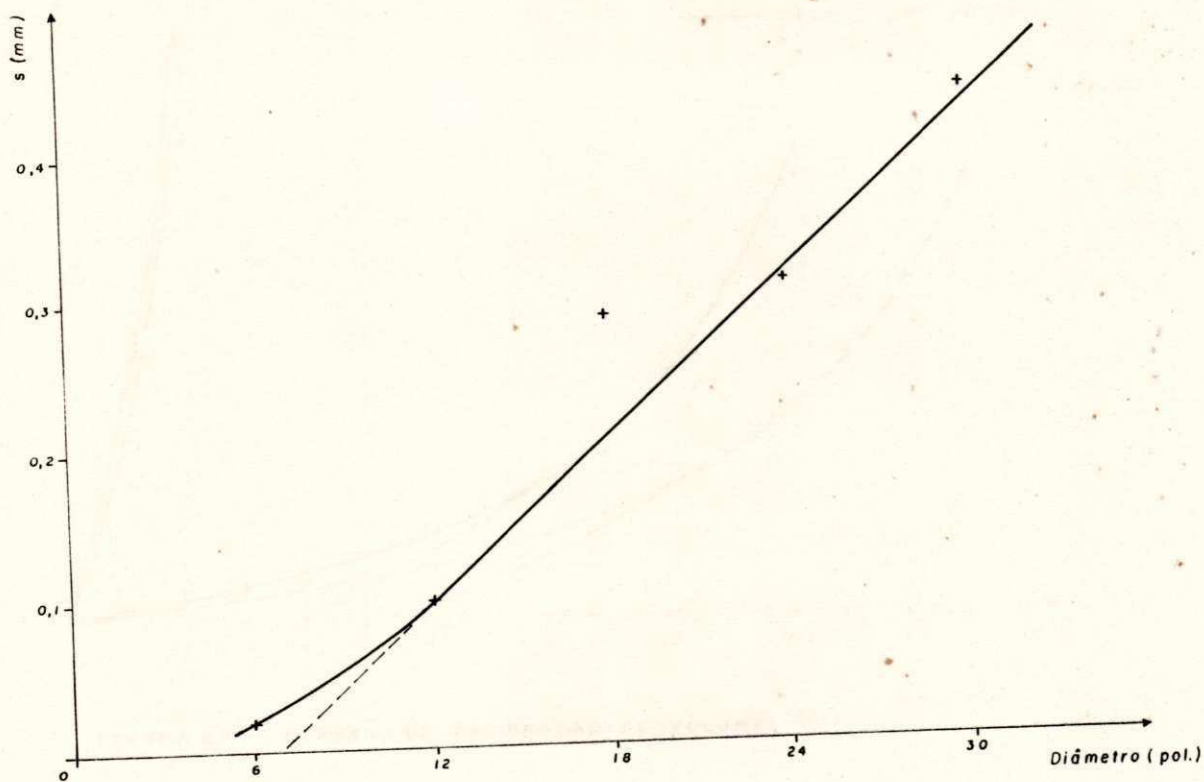


FIGURA 23 - CURVA RECALQUE x DIÂMETRO SOB UMA TENSÃO DE 80 kPa

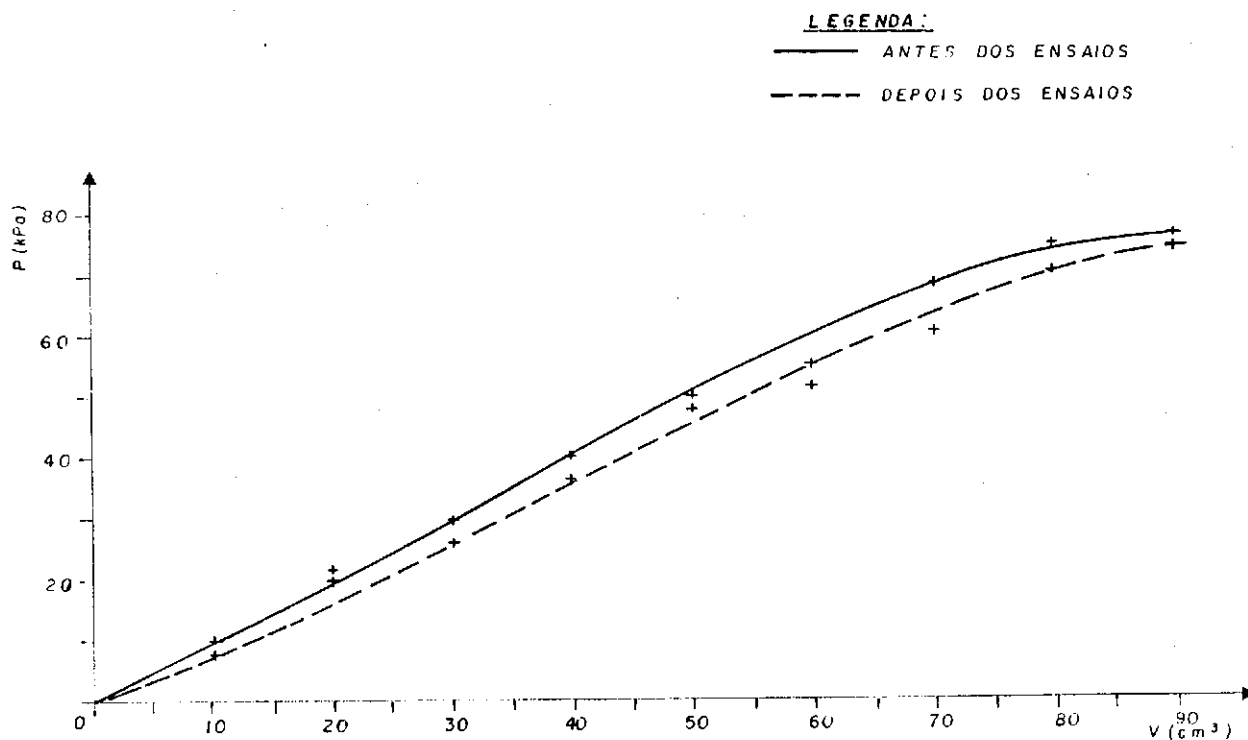


FIGURA 24 — CURVAS DE CALIBRAÇÃO DE PRESSÃO.

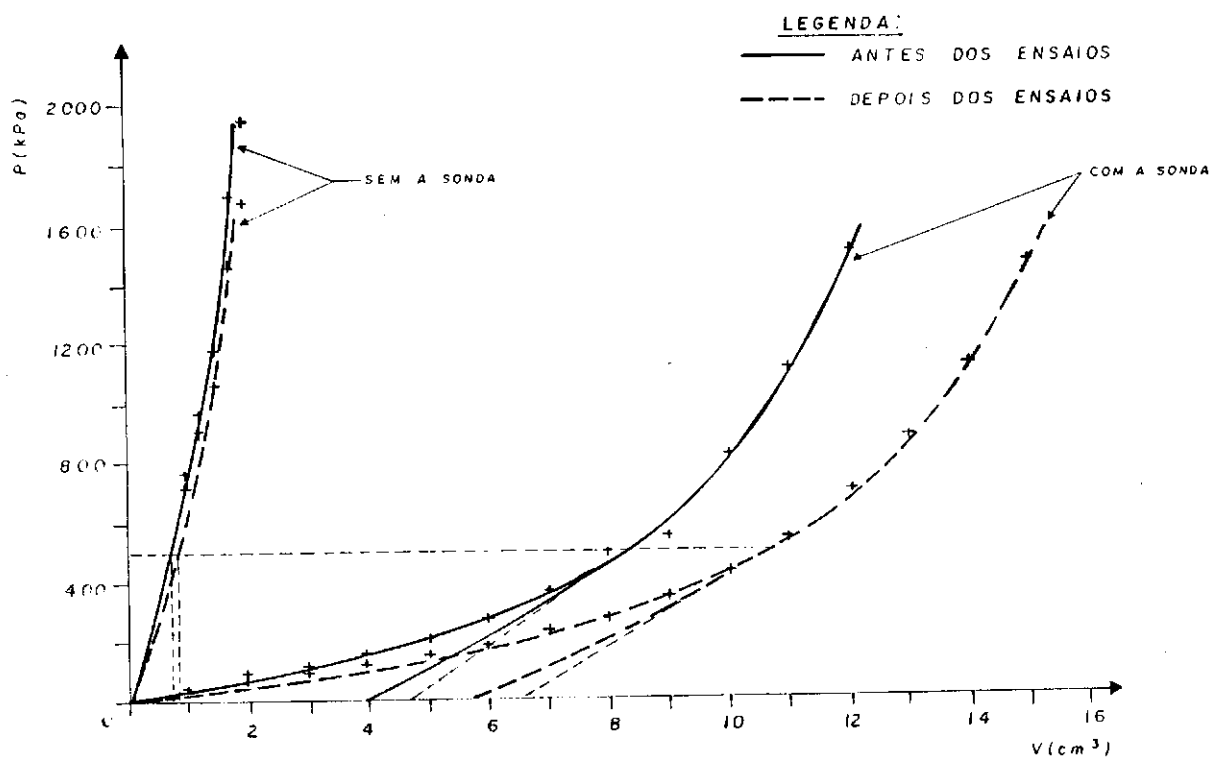


FIGURA 25 — CURVAS DE CALIBRAÇÃO DE VOLUME.

intermediária envolvendo os pontos obtidos antes e após os ensaios. Utilizando-se o programa estatístico AJUSTE (Cavanha & Cavanha, 1983), obteve-se, por correlações parabólicas simples, as Equações (27a) e (27b), referentes a calibração efetuada antes dos ensaios, e as Equações (27c) e (27d), referentes a calibração efetuada após os ensaios. As Equações (27e) e (27f) correspondem às curvas intermediárias utilizadas na correção dos resultados.

$$v = 0,1813 + 0,0118 \times P - 3,8744 \times 10^{-6} \times P^2 \quad (27a)$$

$$r = 0,9990$$

$$P = -1,7066 + 1,1868 \times v - 3,2291 \times 10^{-3} \times v^2 \quad (27b)$$

$$r = 0,9974$$

$$v = 0,3332 + 0,0148 \times P - 5,1020 \times 10^{-6} \times P^2 \quad (27c)$$

$$r = 0,9978$$

$$P = -2,2066 + 1,0641 \times v - 2,2692 \times 10^{-3} \times v^2 \quad (27d)$$

$$r = 0,9982$$

$$v = 0,1866 + 0,0135 \times P - 4,6424 \times 10^{-6} \times P^2 \quad (27e)$$

$$r = 0,99095$$

$$P = -1,9567 + 1,1255 \times v - 2,7491 \times 10^{-3} \times v^2 \quad (27f)$$

$$r = 0,99961$$

Os resultados dos ensaios pressiométricos foram interpretados através de um programa específico, escrito em linguagem BASIC, cuja listagem é apresentada no Apêndice (E). O programa faz as correções dos valores de pressão e volume lidos em campo, e determina o módulo pressiométrico e a pressão limite. Juntamen-

te com a listagem, apresenta-se algumas informações sobre o programa e um exemplo de saída para o ensaio número 1, do furo número 1, ciclo a ciclo.

Para verificar a qualidade do programa, corrigiu-se manualmente os pontos de alguns ensaios, e determinou-se a pressão limite segundo o mesmo método de interpretação, qual seja, a extrapolação da curva pressiométrica através do tradicional método $\log \times \log$, de Jezequel et alli, 1974. Face à boa aproximação entre os pontos corrigidos manualmente e via computador - Apêndice (E) - utilizou-se, no procedimento manual, as curvas traçadas com os pontos corrigidos via computador, para escolha da fase pseudo-elástica e posterior aplicação da metodologia. Determinou-se a pressão limite através do método $\log \times \log$ anteriormente citado, via regressão linear simples a partir dos últimos pontos da fase plástica. A comparação dos valores da pressão limite, calculados manualmente e determinados por computador, é mostrada na Tabela (9), verificando-se que as pequenas diferenças existentes justificam o uso do computador, face à rapidez na obtenção dos resultados e à padronização de cálculo, uma vez que a definição do trecho pseudo-elástico é sutil e subjetiva, podendo variar com a sensibilidade do calculista. Seu emprego deve, todavia, ser cuidadoso, tendo em vista que o computador, diferentemente do olho humano, não pode distinguir informações falsas de informações verdadeiras. A Figura (26) (Baguelin et alli, 1978), compara determinações do módulo pressiométrico por via manual e computadorizada, observando-se que,

Furo/Ensaio	p_1 manual (kPa)	p_1 comp. (kPa)	Dif. (%)
2/1	530	529	0,19
2/2	655	653	0,31
3/2	870	878	0,92
3/3	580	608	4,83
3/4	725	735	1,38
4/1	880	920	4,55
5/1	755	746	1,19
5/5	1.420	1.401	1,34
6/4	1.820	1.819	0,05
7/2	840	815	2,98
8/1	635	654	2,99
9/1	950	947	0,32

Tabela (9) - Comparação da pressão limite calculada manualmente e por computador

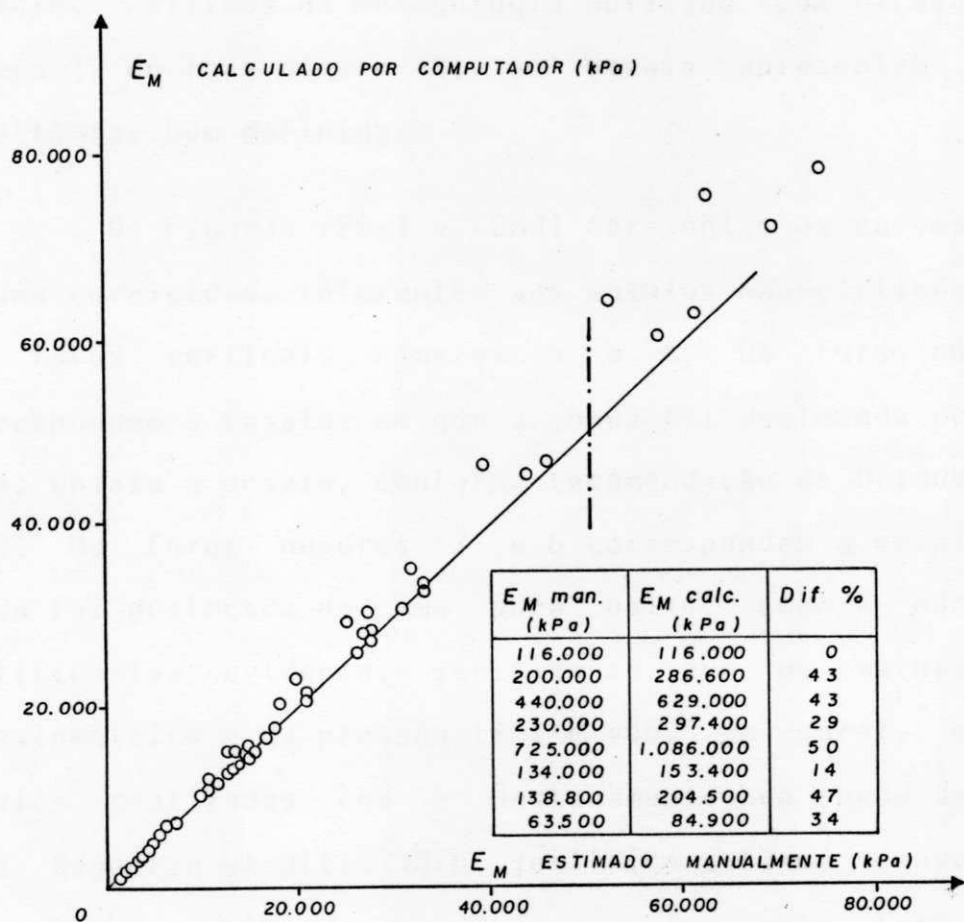


FIGURA 26 - COMPARAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS PRESSIOMÉTRICOS CALCULADOS MANUALMENTE E POR COMPUTADOR, SEGUNDO BAGUELIN ET ALLI, 1978.

para módulos maiores do que 50.000 kPa (solos duros), a diferença atinge 50%.

As curvas pressão x volume corrigidas, referentes aos ensaios cíclicos realizados nos furos verticais números 1 a 4 são mostradas nas Figuras (27a) a (27o). Em todas as curvas, verifica-se (tal como nas curvas tensão x recalque) a predominância das deformações permanentes, relativamente às deformações recuperáveis, como característica do comportamento inelástico do solo. Na maioria dos casos, verifica-se recarregamentos além da fase pseudo-elástica e descarregamentos até valores de pressão inferiores à "pressão horizontal de repouso", p_{om} , revelando aspectos críticos da metodologia aplicada. Com exceção do ensaio número 1, do furo número 1, os demais apresentam curvas com envoltórias bem definidas.

As Figuras (28a) a (28d) apresentam as curvas pressão x volume corrigidas, referentes aos ensaios não-cíclicos realizados nos furos verticais números 5 a 8. Os furos números 5 e 6 correspondem a ensaios em que a sonda foi deslocada de baixo para cima, ensaio a ensaio, conforme recomendação de Briaud et alli, 1979. Os furos números 7 e 8 correspondem a ensaios em que a sonda foi deslocada de cima para baixo. Embora não haja uma justificativa evidente, verifica-se que os valores do módulo pressiométrico e da pressão limite são, em geral, maiores nos ensaios realizados com o deslocamento da sonda de baixo para cima. Baguelin et alli, 1978, justifica a forma convencional de execução de ensaios de baixo para cima pelo fato de, assim

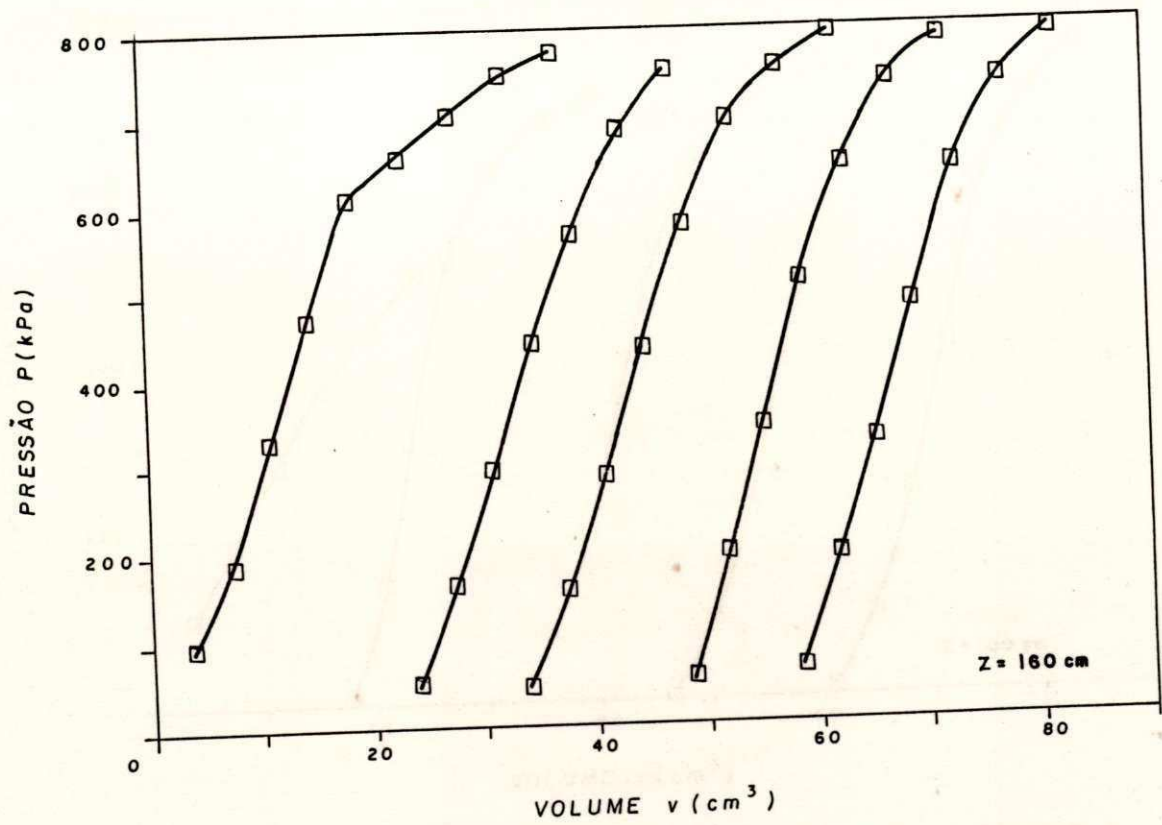


FIGURA 27a - CURVA PRESSÃO x VOLUME - FURO 1 - ENSAIO 1

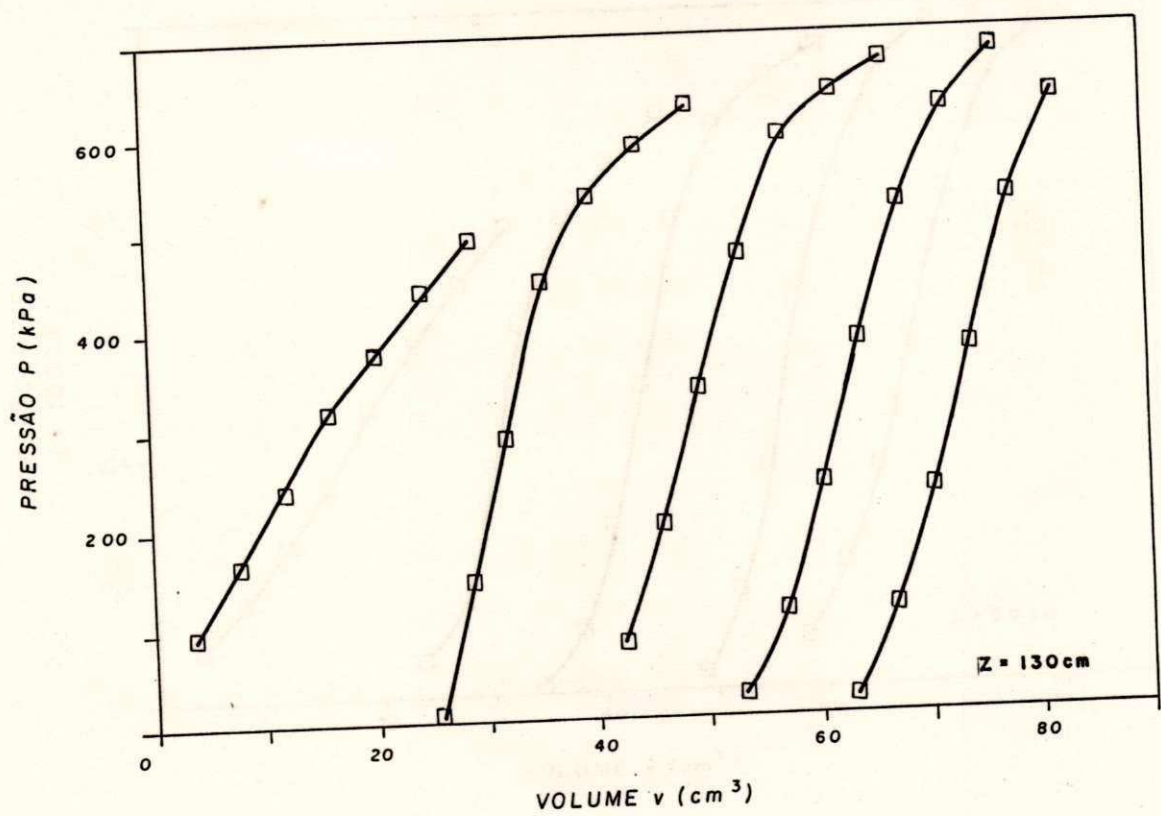


FIGURA 27b - CURVA PRESSÃO x VOLUME - FURO 1 - ENSAIO 2

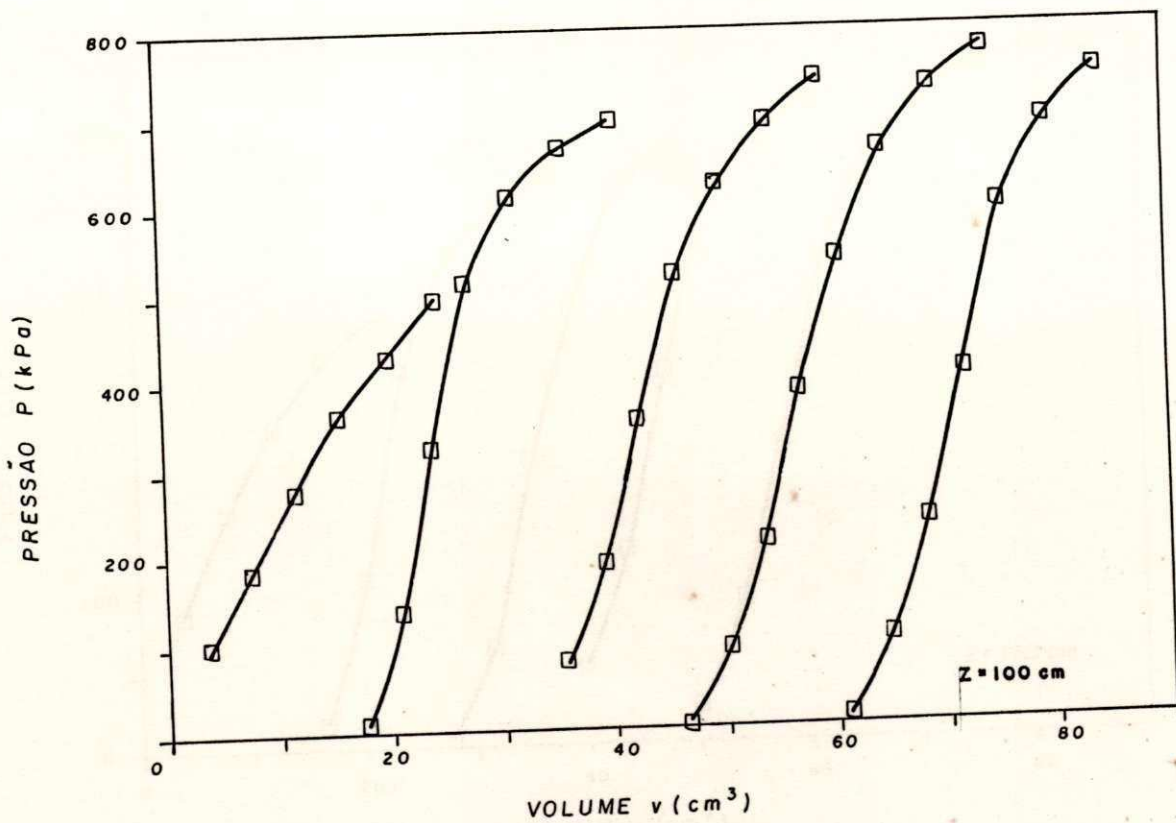


FIGURA 27c— CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 1 — ENSAIO 3

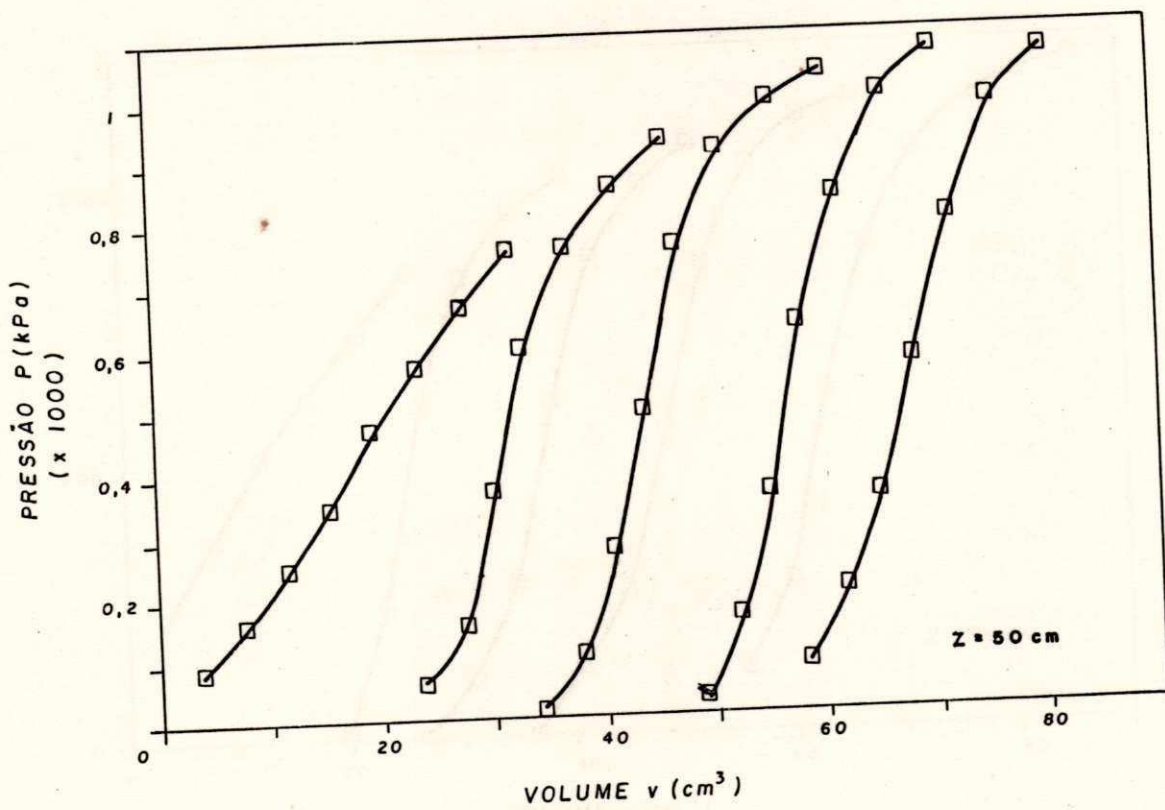


FIGURA 27d— CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 1 — ENSAIO 4

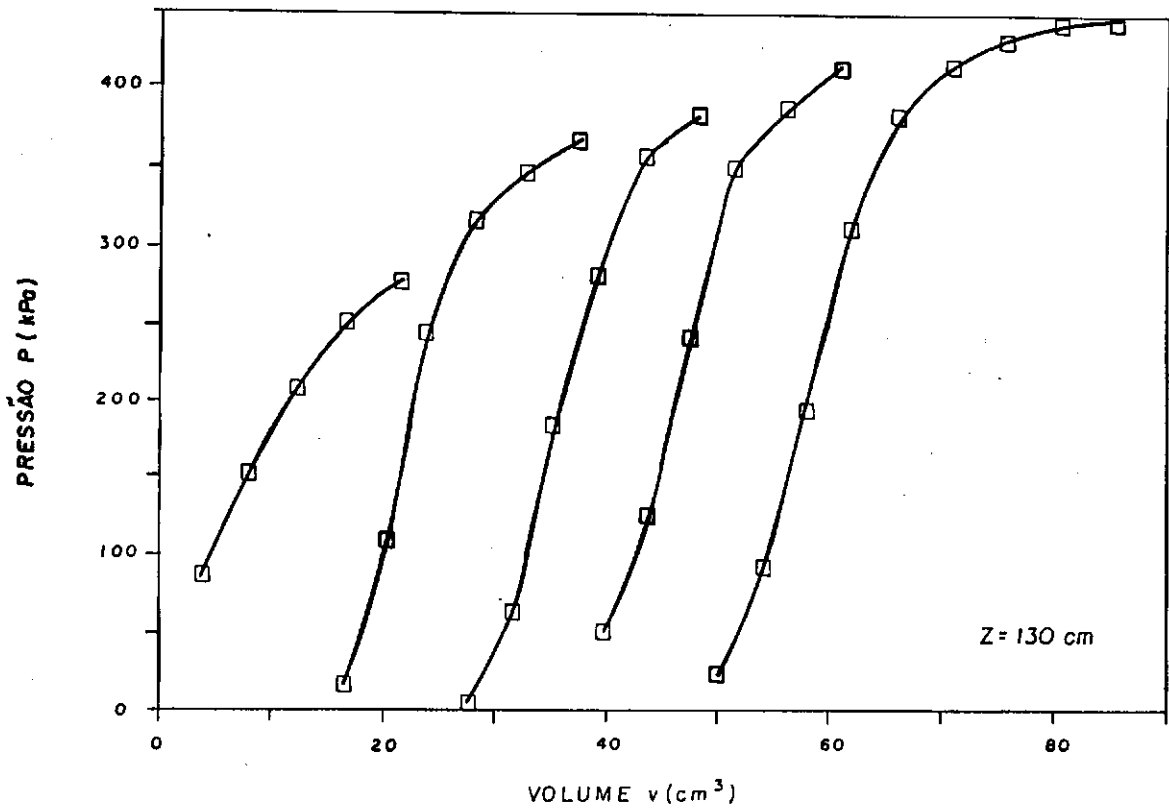


FIGURA 27e - CURVA PRESSÃO x VOLUME - FURO 2 - ENSAIO 1

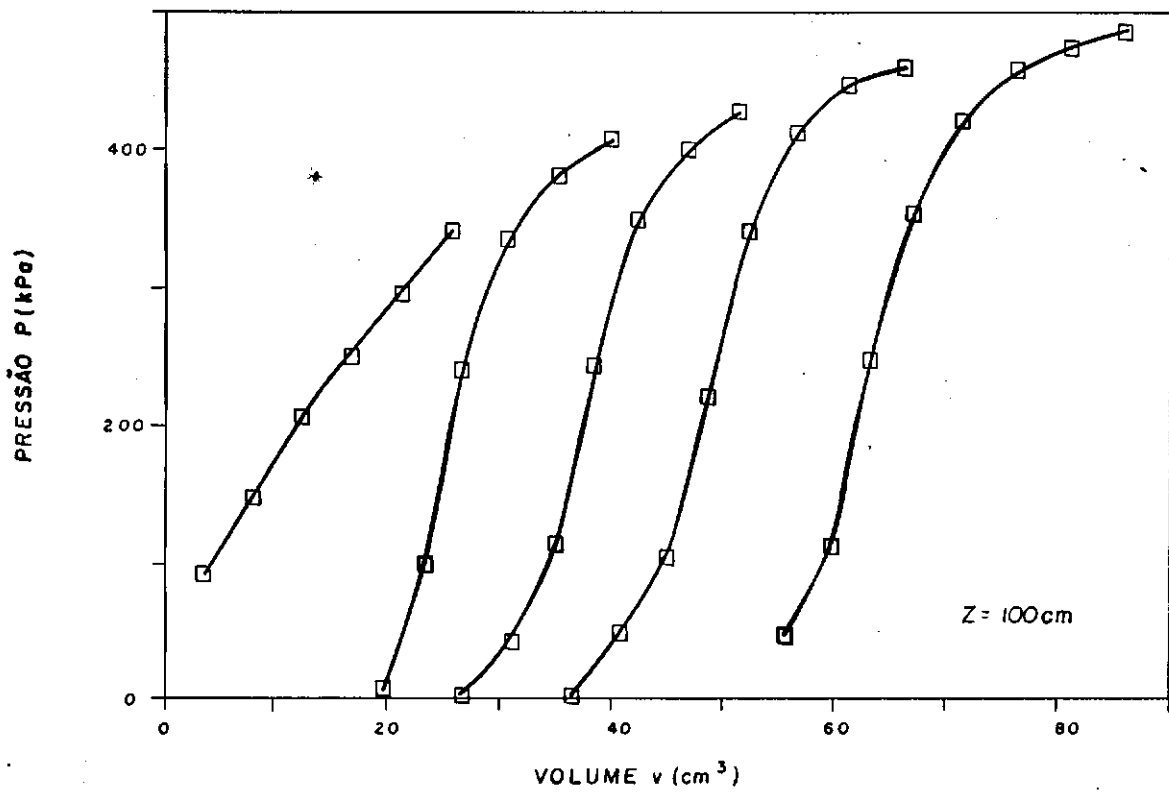


FIGURA 27f - CURVA PRESSÃO x VOLUME - FURO 2 - ENSAIO 2

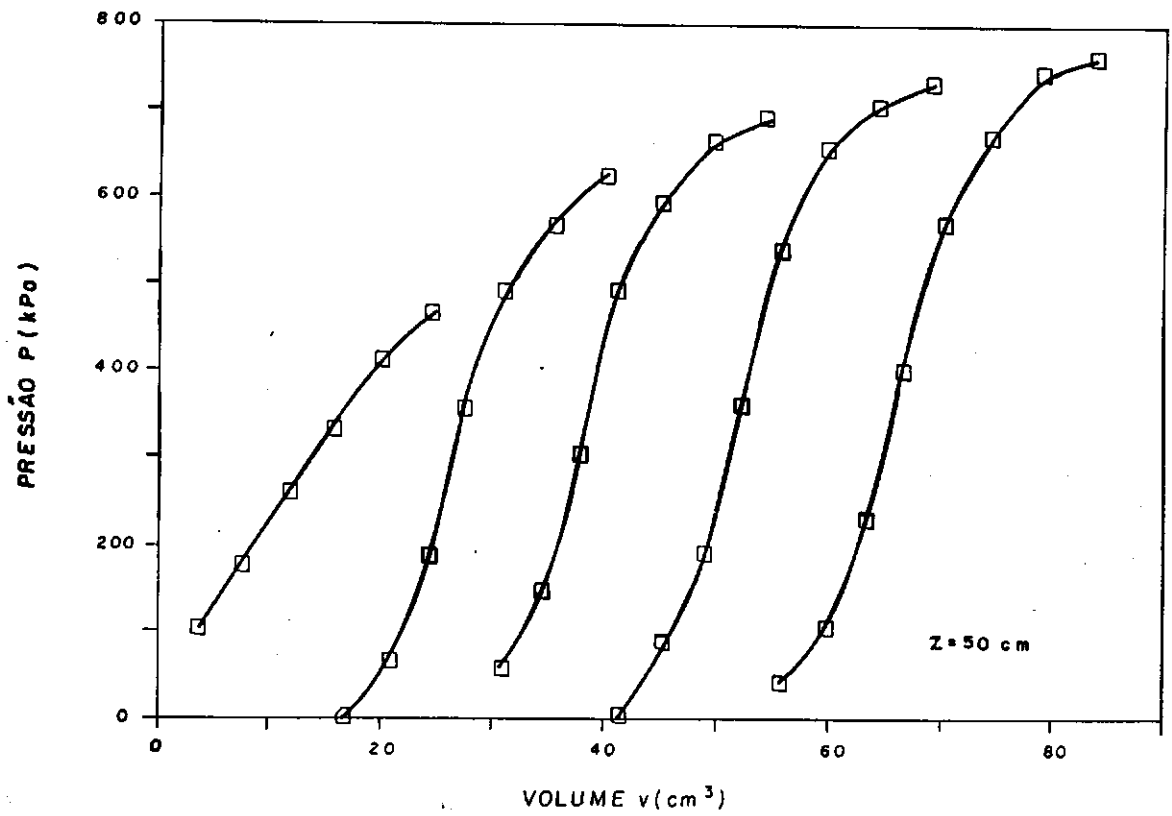


FIGURA 27g — CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 2 — ENSAIO 3

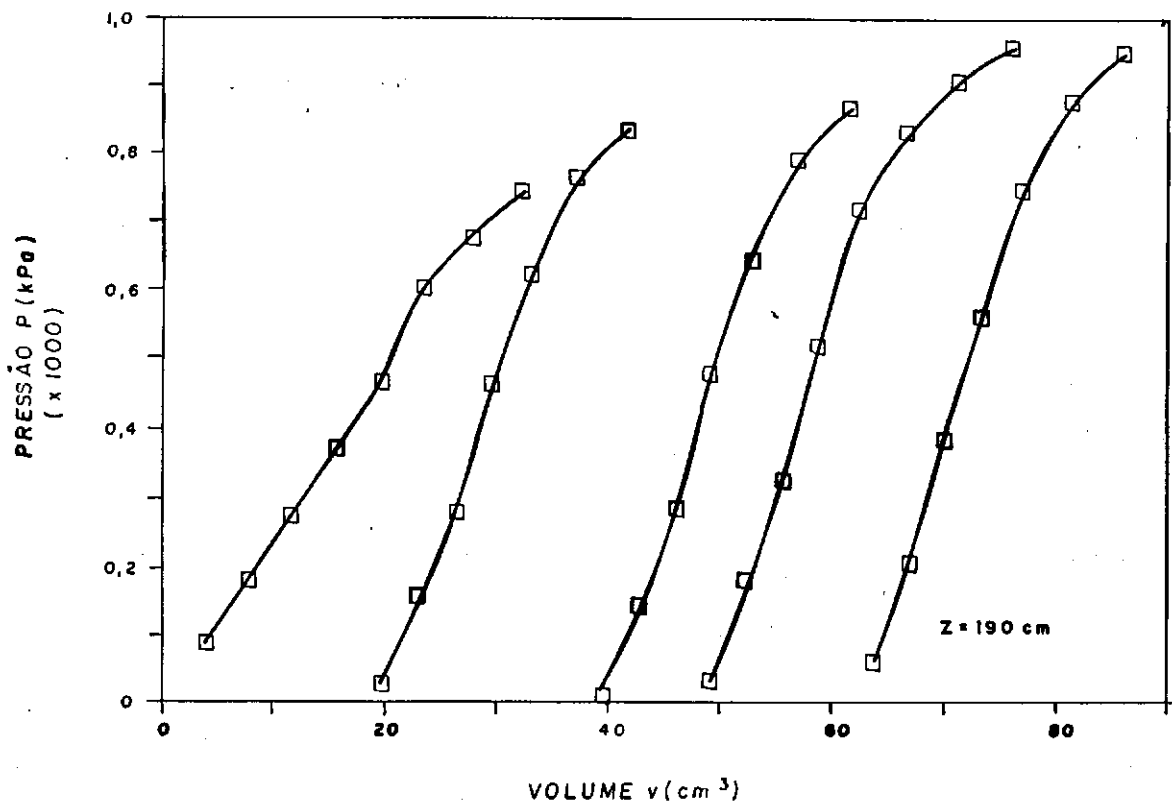


FIGURA 27h — CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 3 — ENSAIO 1

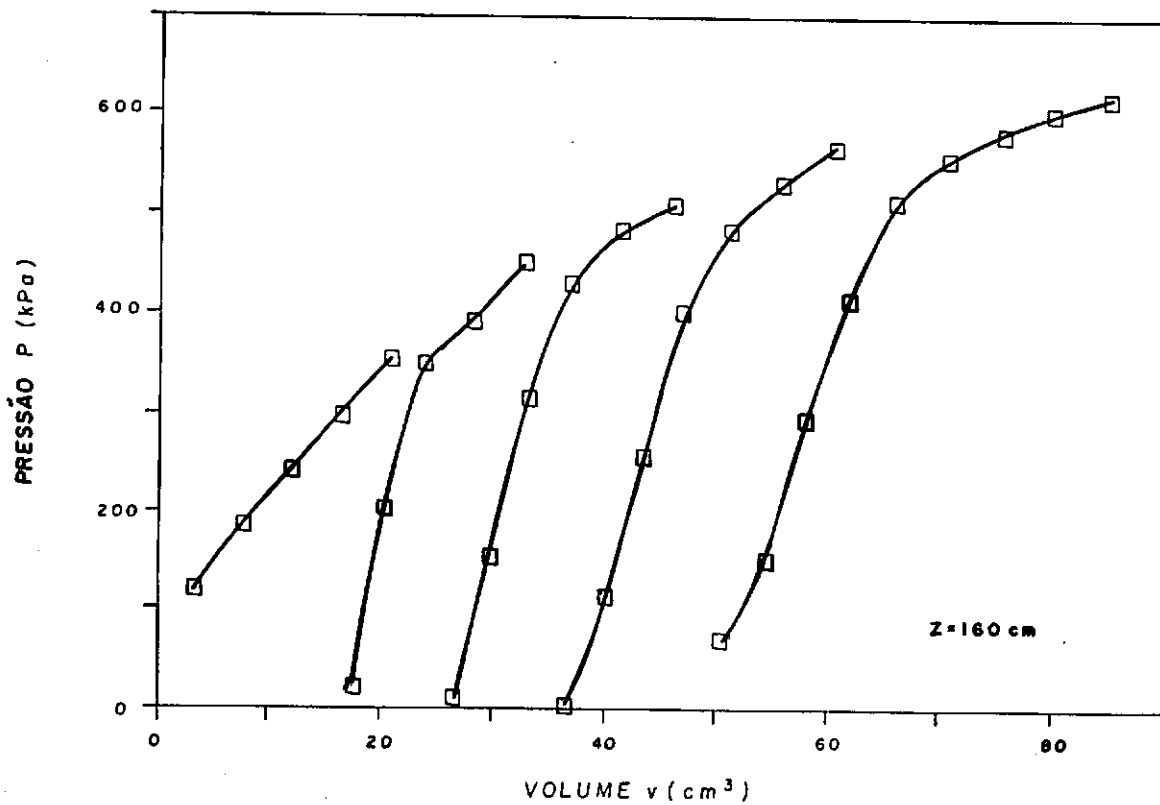


FIGURA 27i — CURVA PRESSÃO x VOLUME - FURO 3 - ENSAIO 2

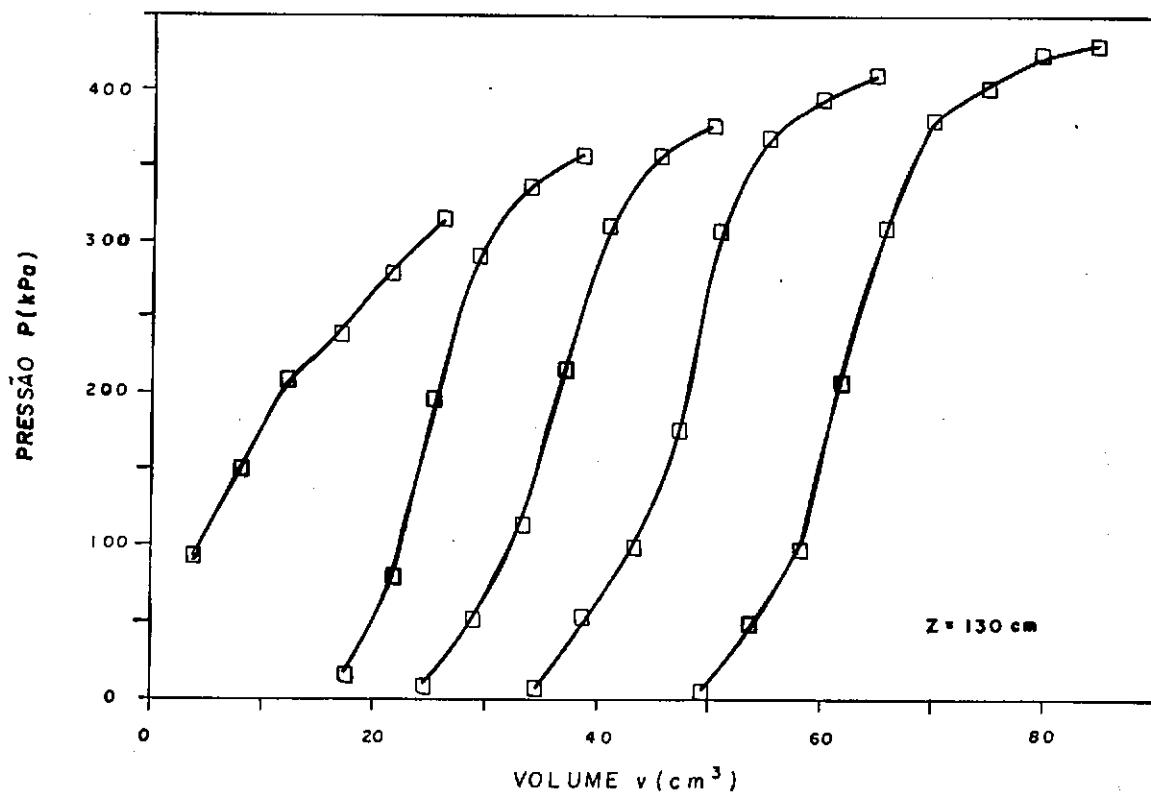


FIGURA 27j — CURVA PRESSÃO x VOLUME - FURO 3 - ENSAIO 3

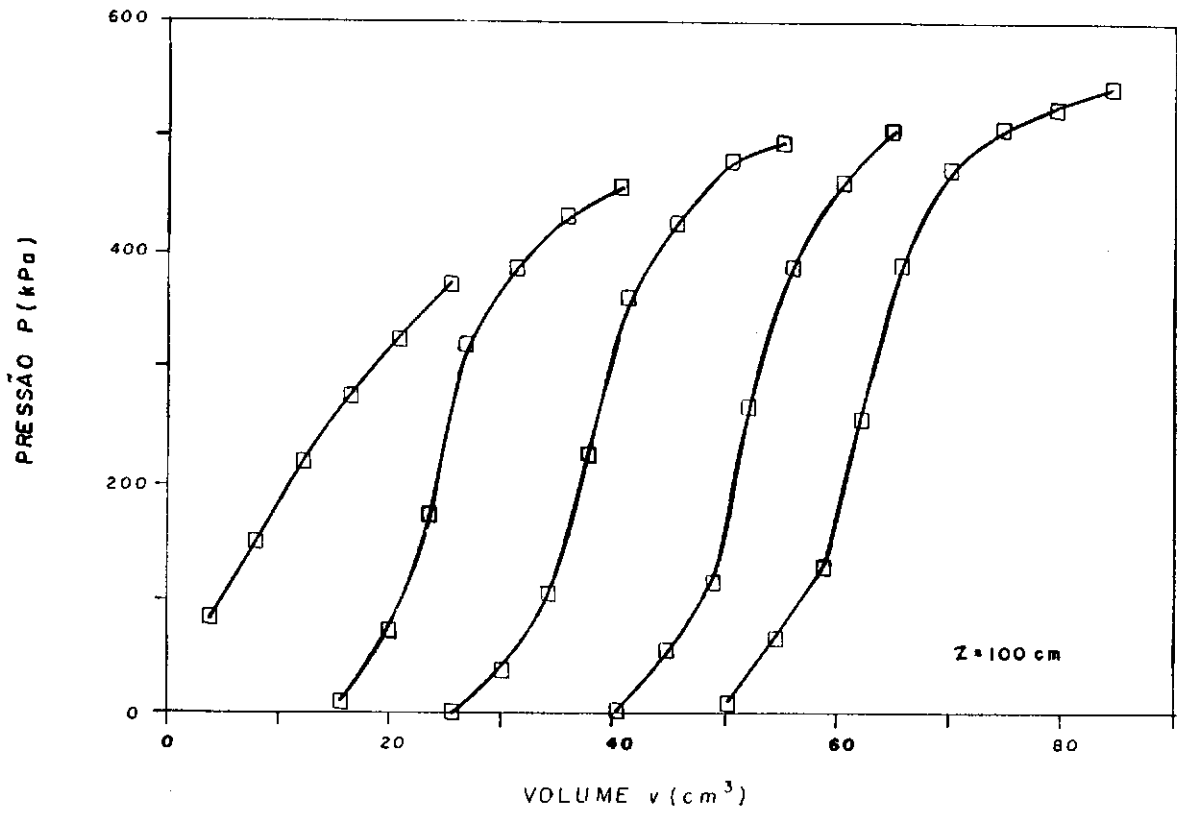


FIGURA 27k — CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 3 — ENSAIO 4

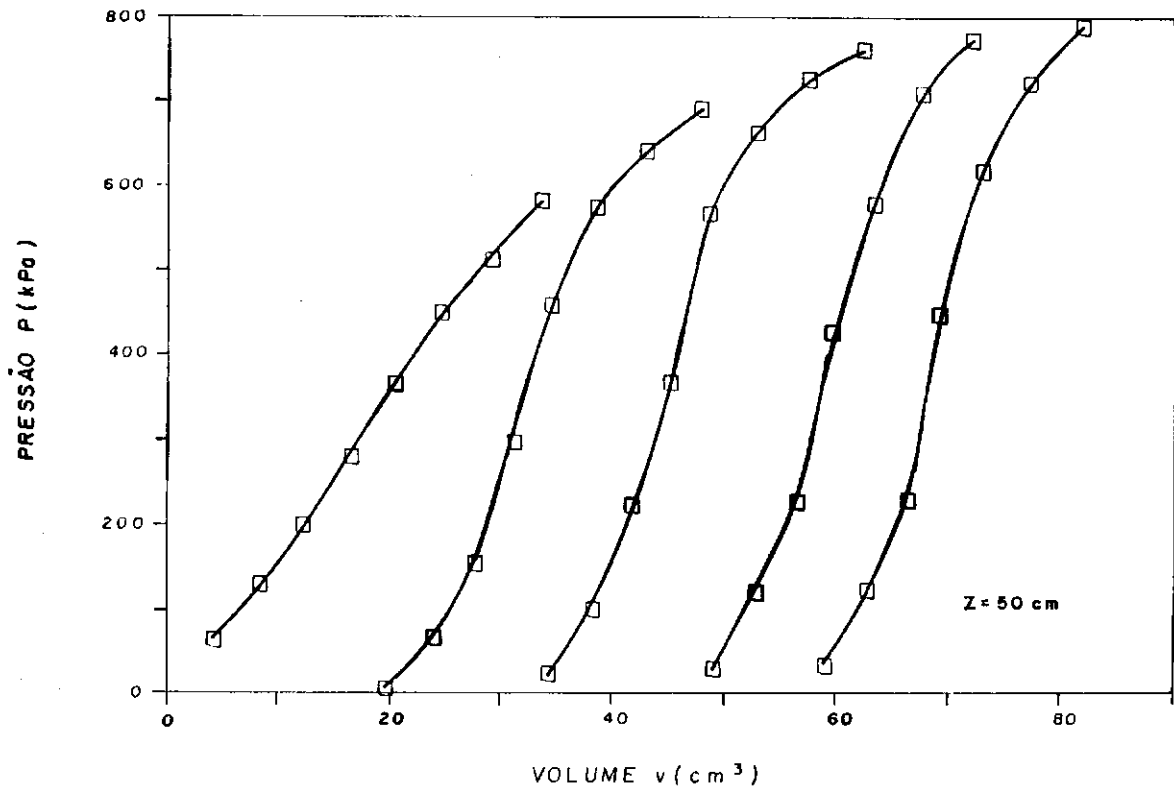


FIGURA 27 l — CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 3 — ENSAIO 5

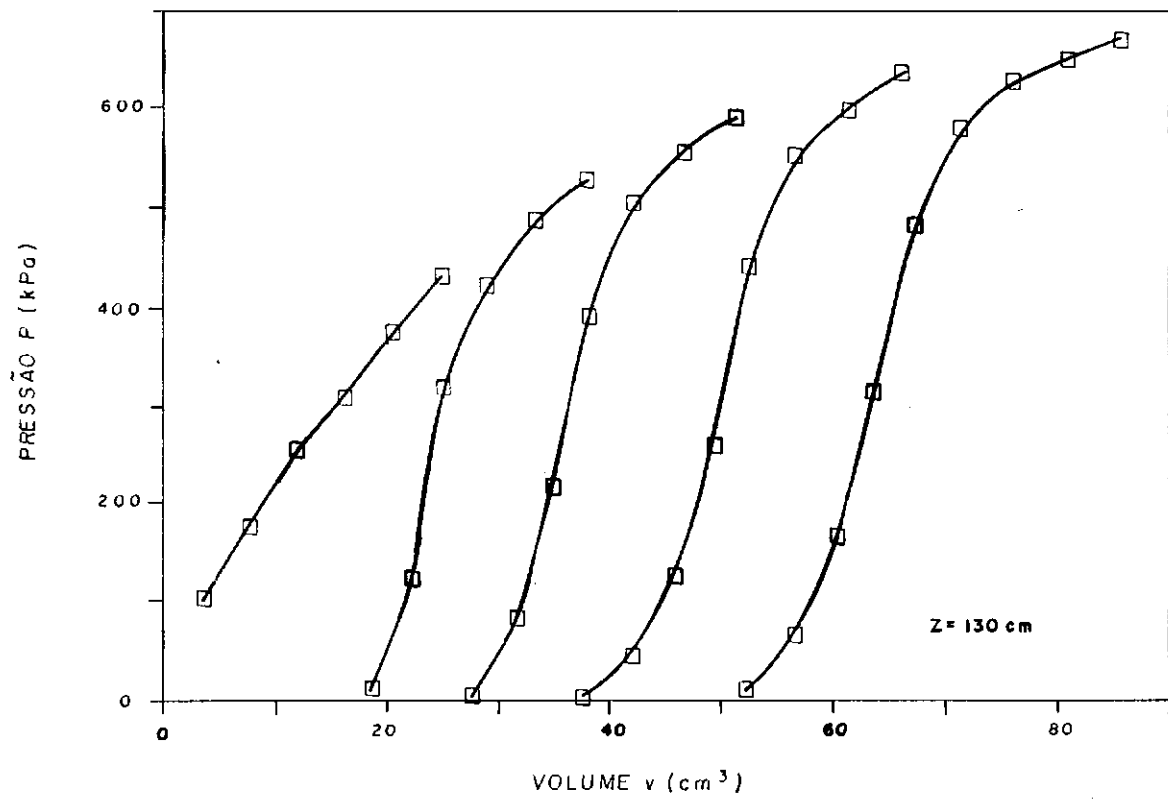


FIGURA 27m — CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 4 — ENSAIO 1

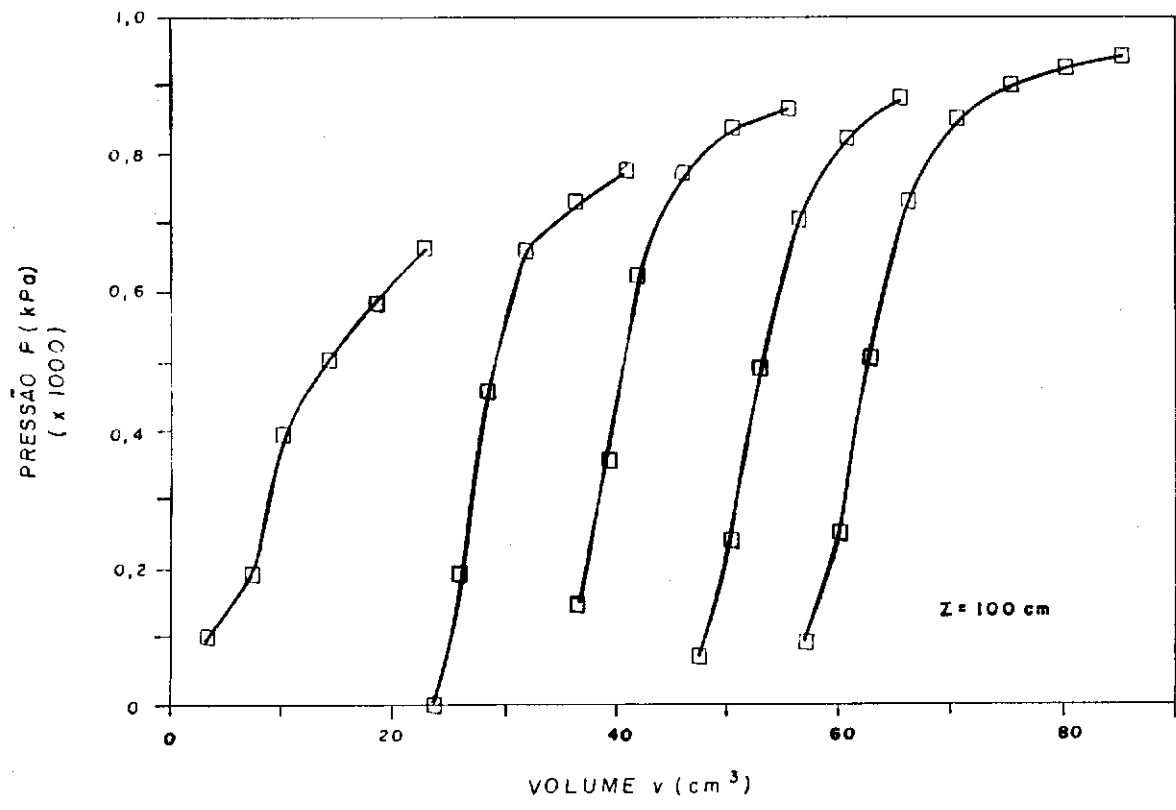


FIGURA 27n — CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 4 — ENSAIO 2

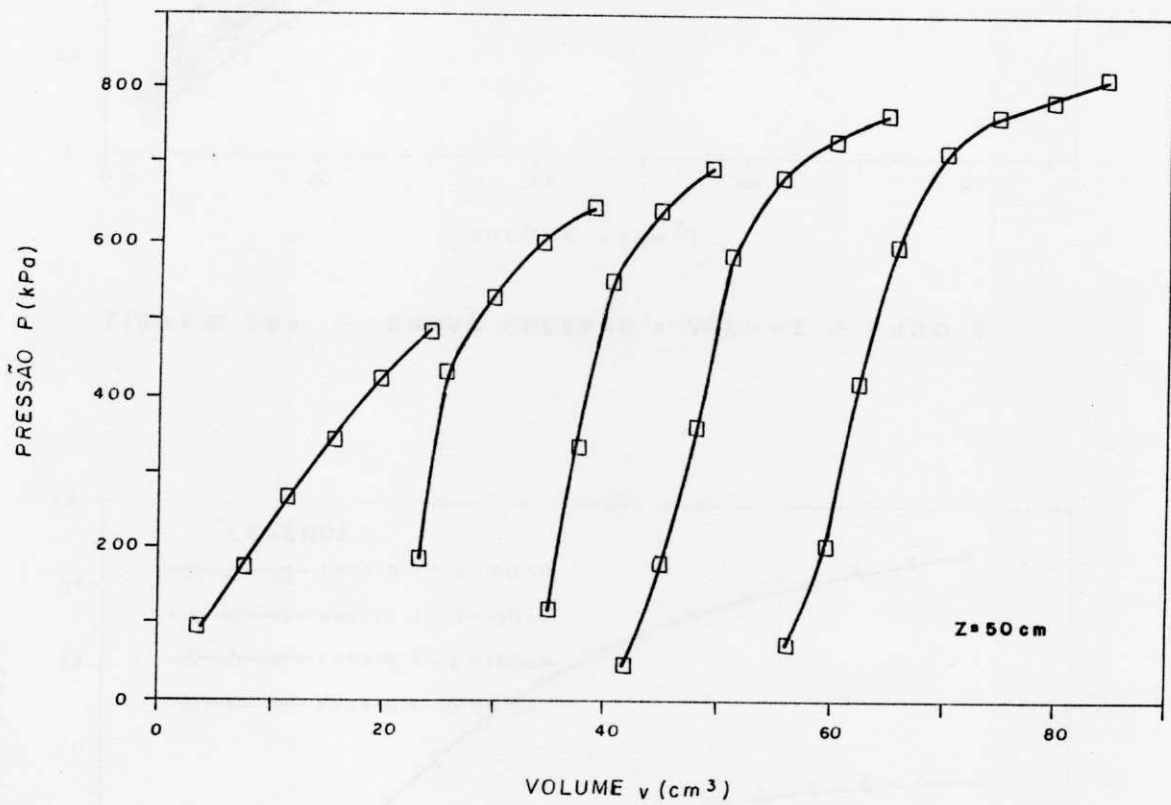


FIGURA 27o - CURVA PRESSÃO x VOLUME - FURO 4 - ENSAIO 3

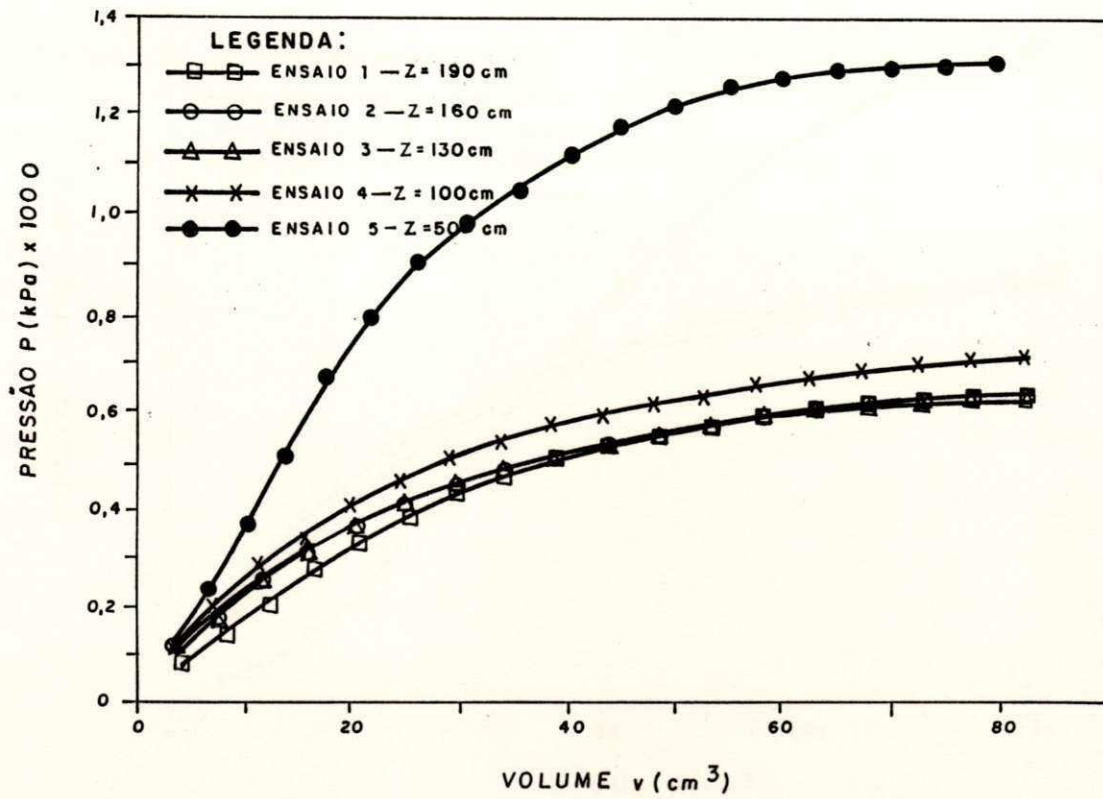


FIGURA 28a — CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 5

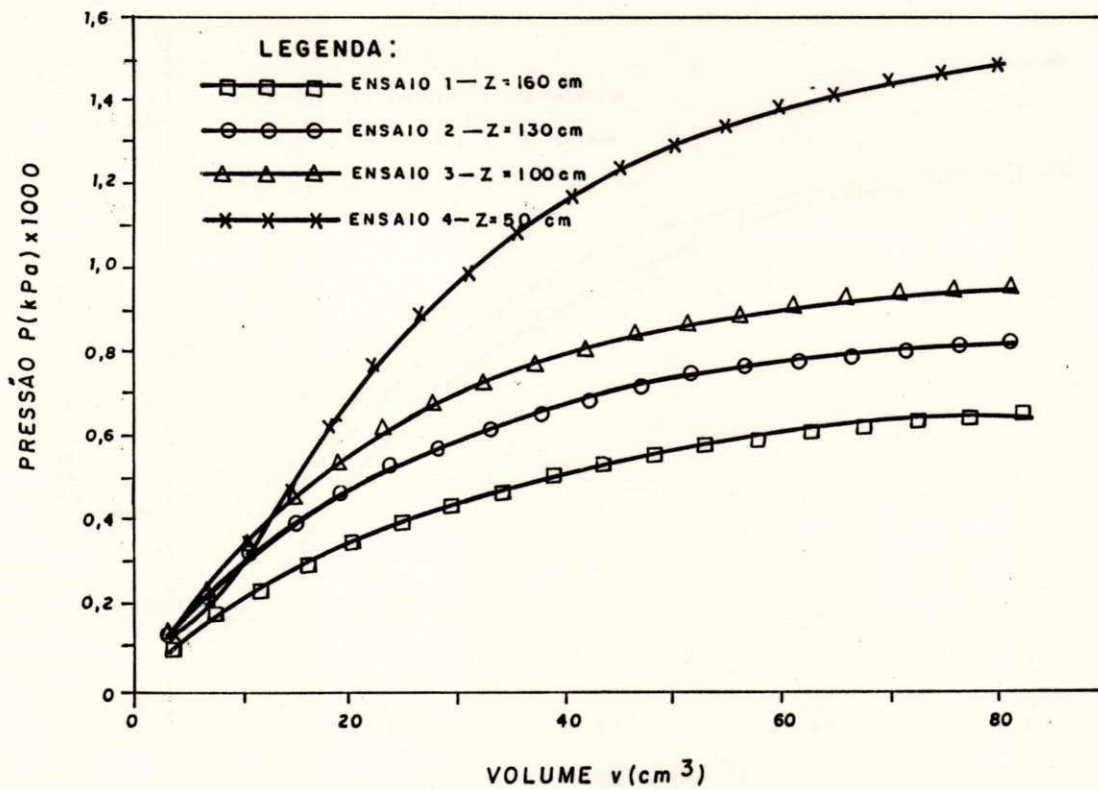


FIGURA 28b — CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 6

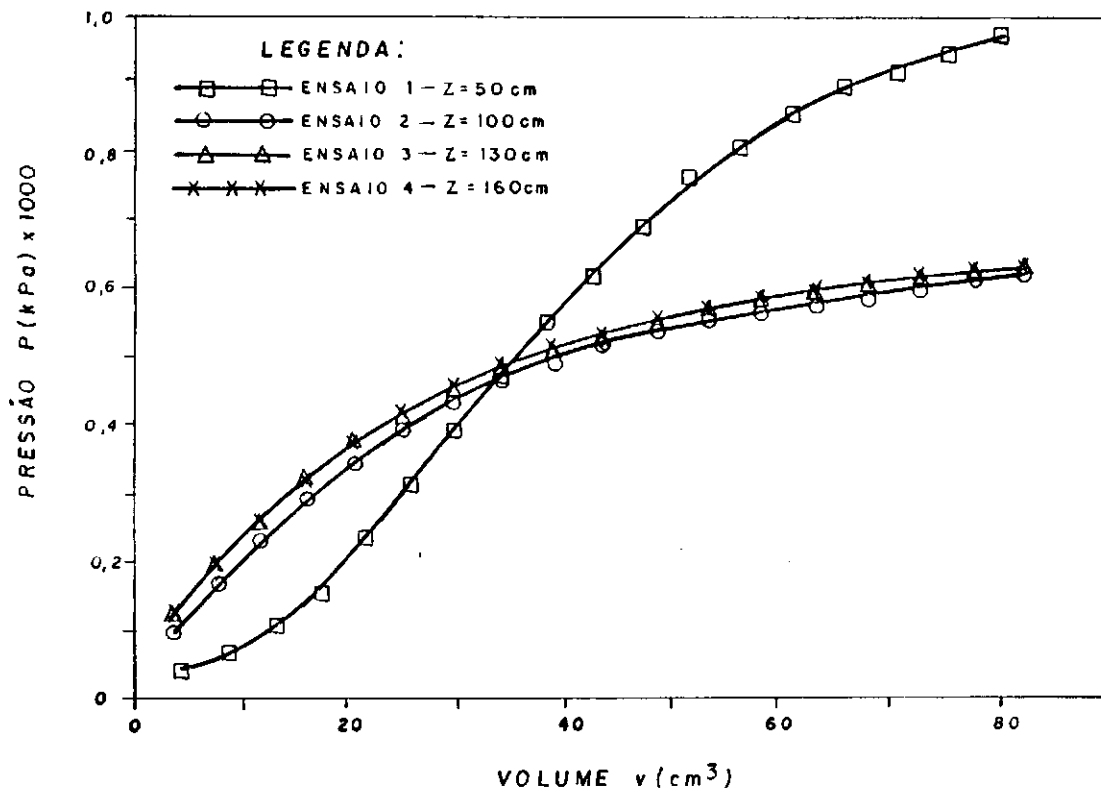


FIGURA 28c — CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 7

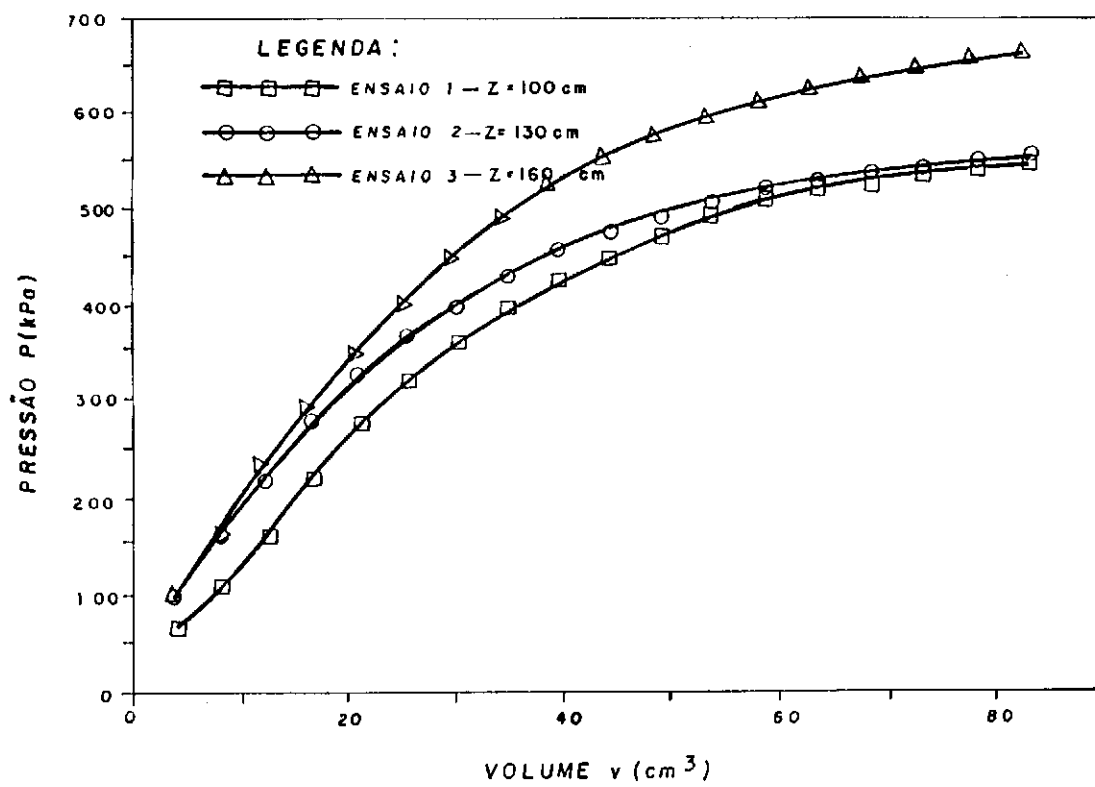


FIGURA 28d — CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 8

procedendo, evitar os efeitos da acumulação no fundo do furo, de material proveniente das suas paredes.

Nos furos números 1 a 8, observa-se curvas com configurações mais e menos próximas à configuração ideal da curva da Figura (5), em um mesmo furo, o que revela a possibilidade de um furo apresentar trechos com diferentes graus de amolgamento, em consequência do tipo de solo e da forma de preparação do furo.

As Figuras (29a) a (29e) apresentam as curvas pressão x volume corrigidas, referentes aos ensaios cíclicos realizados nos furos horizontais números 9 a 13. Tal como nos furos números 1 a 4, verifica-se a predominância das deformações permanentes e, na maioria dos casos, o indevido recarregamento além da fase pseudo-elástica e descarregamento até valores de pressão inferiores à "pressão vertical de repouso", q_0 . Todos os ensaios apresentam curvas com envoltórias bem definidas.

Nos ensaios cíclicos, as variações nas configurações das curvas de um mesmo ensaio, afastando-se ou aproximando-se da forma ideal da curva da Figura (5), devem-se, provavelmente, a um pequeno alargamento do furo, pois é na curva resultante do primeiro carregamento, que observa-se uma configuração mais afastada da forma ideal. Em menor extensão, esse comportamento pode resultar da menor ou maior uniformidade de deformação imposta à sonda nos vários ciclos, em função da susceptibilidade de variação da rotação da manivela da bomba manual.

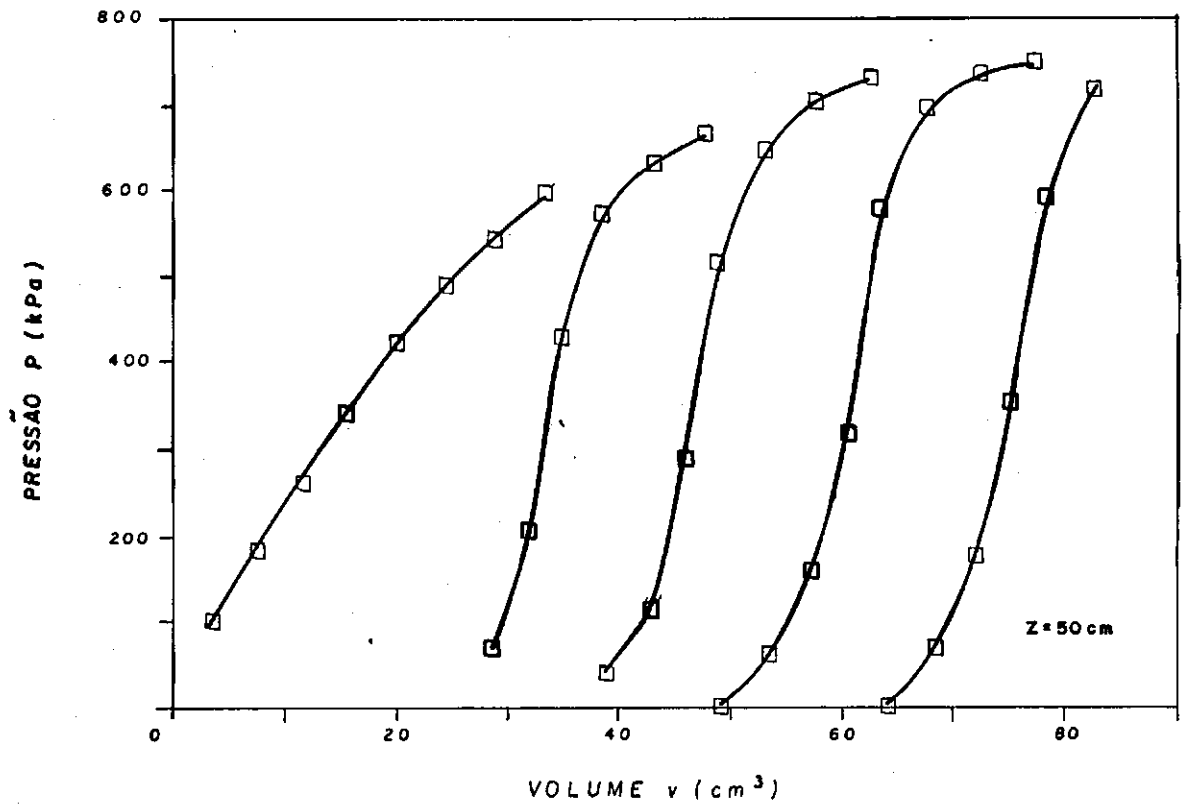


FIGURA 29a - CURVA PRESSÃO x VOLUME - FURO 9 - ENSAIO 1

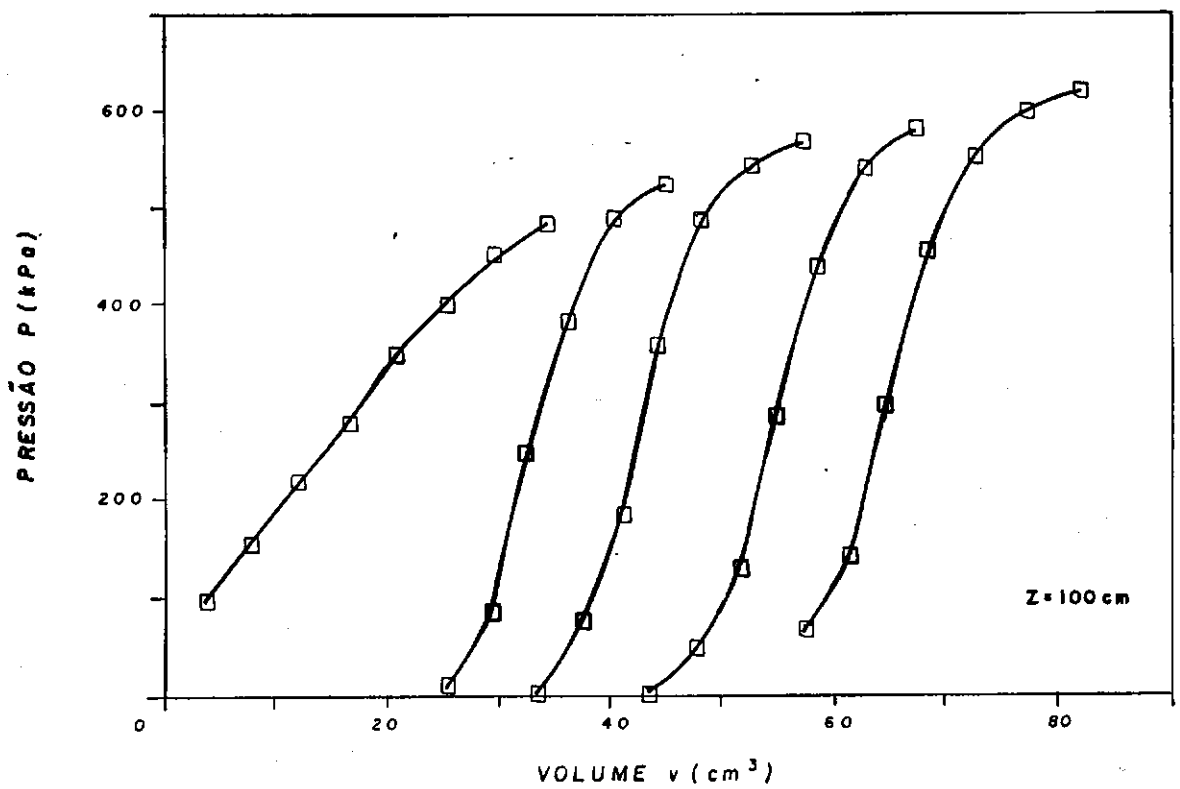


FIGURA 29b - CURVA PRESSÃO x VOLUME - FURO 10 - ENSAIO 1

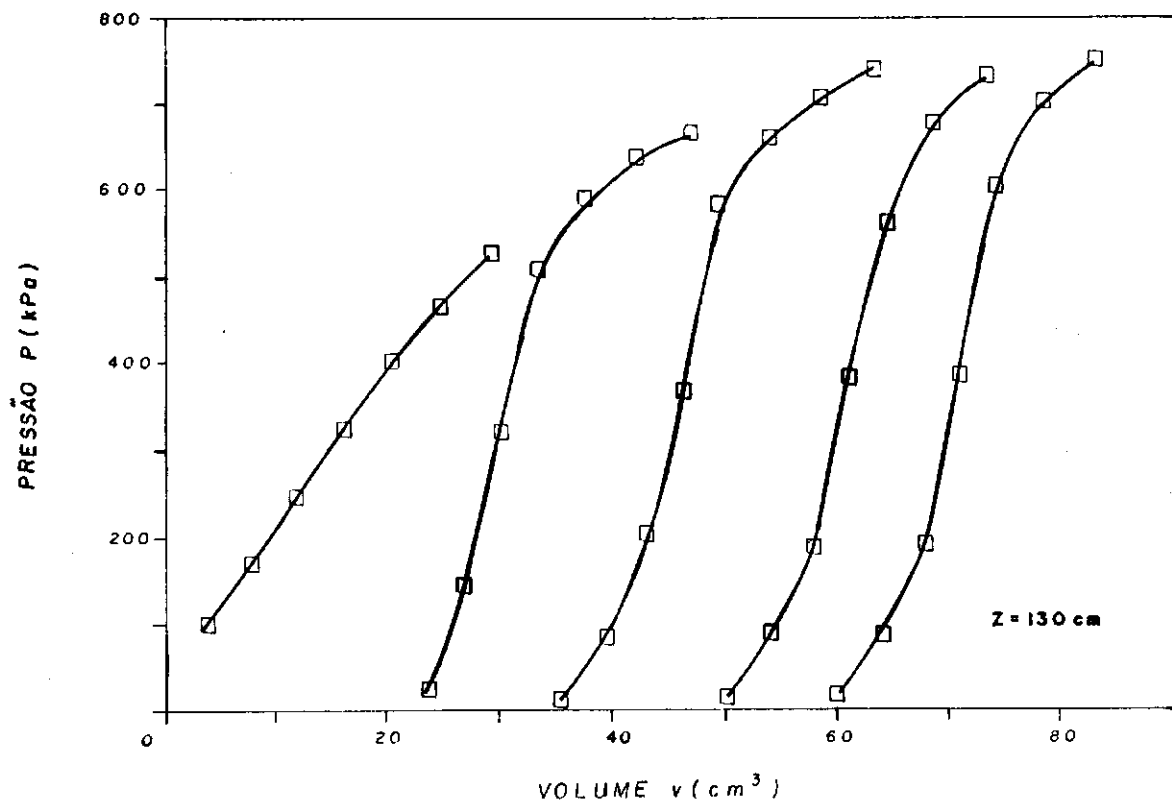


FIGURA 29c - CURVA PRESSÃO x VOLUME - FURO 11 - ENSAIO 1

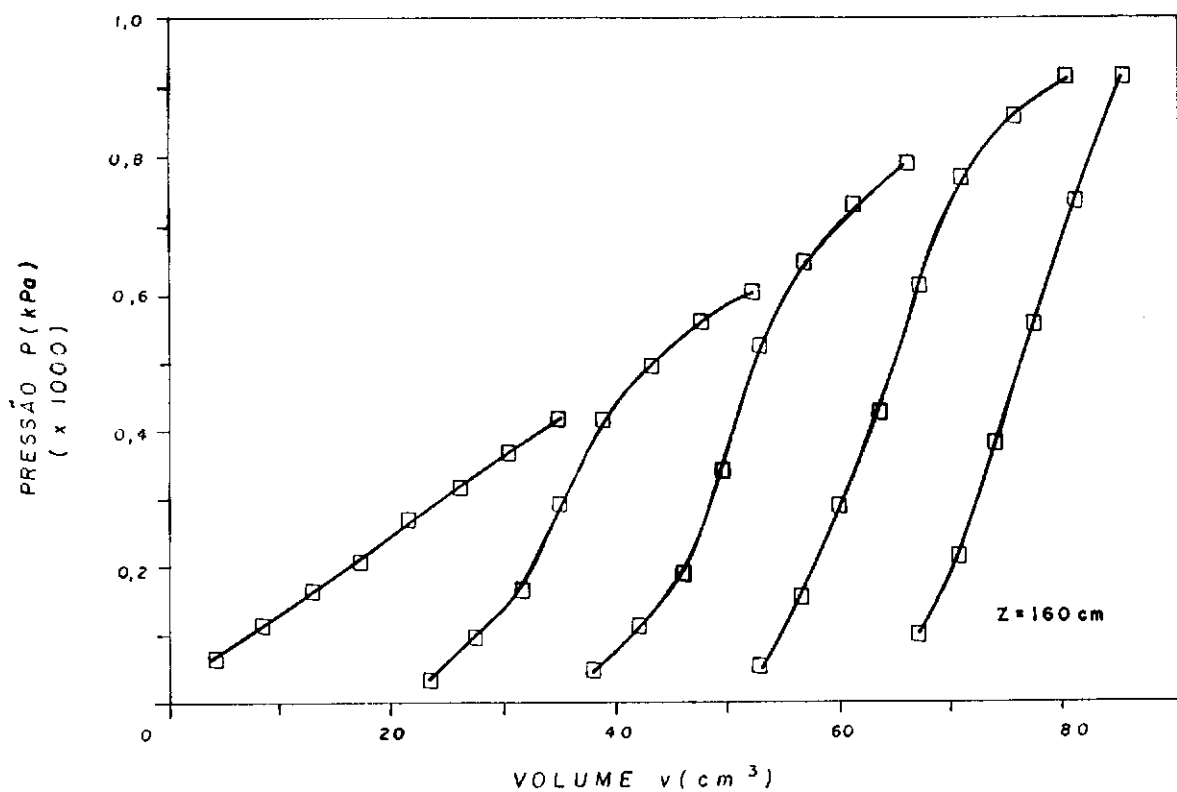


FIGURA 29d - CURVA PRESSÃO x VOLUME - FURO 12 - ENSAIO 1

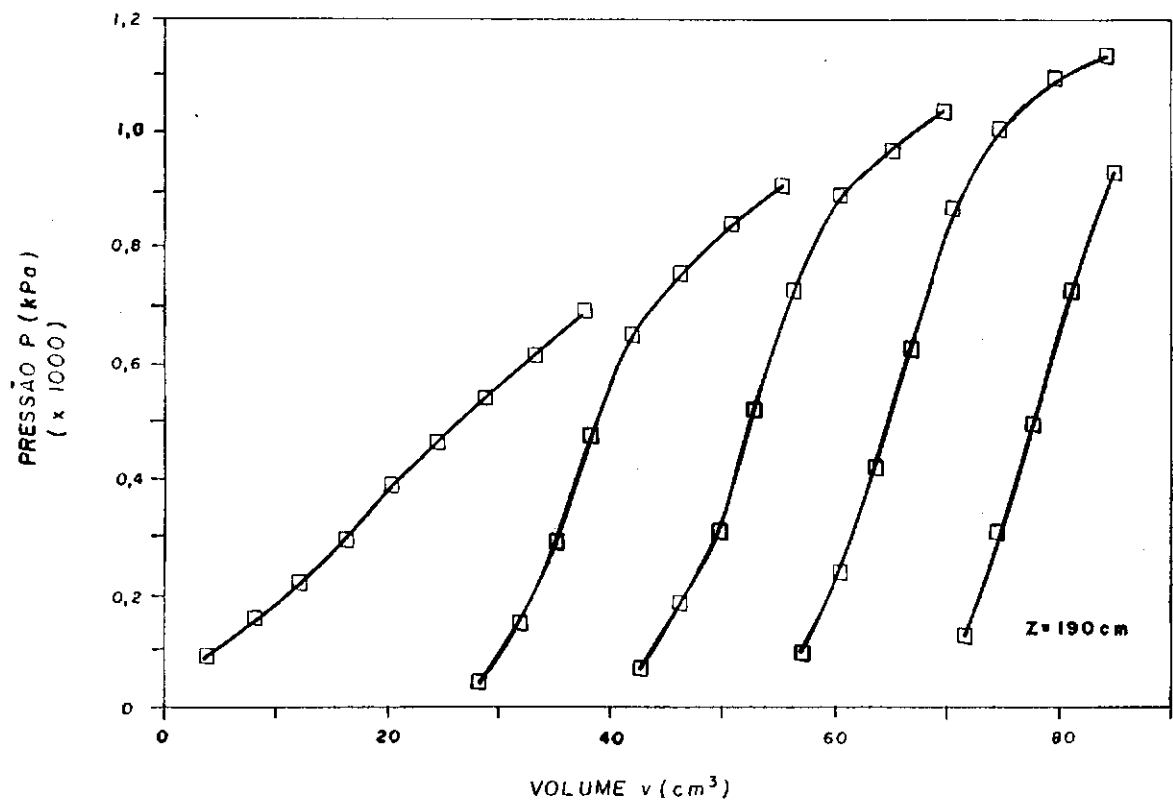


FIGURA 29e — CURVA PRESSÃO x VOLUME — FURO 13 — ENSAIO 1

As Tabelas (10a) a (10f) apresentam os valores do módulo pressiométrico e da pressão limite. Em alguns casos, não houve uma adequada definição da fase pseudo-elástica do ensaio - furo n. 3, ensaio n. 2, ciclo n. 2 e furo n. 6, ensaio n. 1 - não obtendo-se o valor do módulo pressiométrico e, por conseguinte, não obtendo-se o valor da pressão limite, expressa em termos de v_0 . Noutros ensaios, um pequeno número de pontos na fase plástica impossibilitou a determinação do valor da pressão limite - furo n. 1, ensaio n. 2, ciclo n. 5; furo n. 9, ensaio n. 1, ciclo n. 5; furo n. 12, ensaio n. 1, ciclo n.5; e furo n. 13, ensaio n. 1, ciclo n. 5. No ensaio n. 2 do furo n. 1, a pressão limite do último recarregamento, indeterminada devido à limitação da capacidade de expansão da sonda e consequente indefinição da fase plástica, pode ser substituída, sem maiores problemas, pelo valor do ciclo anterior. Admite-se o mesmo procedimento para os ensaios dos furos números 9, 12 e 13.

O módulo do primeiro carregamento, E_0 , é, geralmente, muito baixo (Briaud et alli, 1981b; Briaud, Lytton & Hung, 1982). Na grande maioria dos ensaios realizados, verifica-se uma razão $E_{i+1}/p_{i,u}$ muito baixa em relação às razões $E_{i+1}/p_{i,u}$, $i > 1$, onde $p_{i,u}$ é a pressão limite medida no último carregamento em que se atinge uma adequada definição da fase plástica. De acordo com Briaud et alli, 1983, uma das justificativas para tal reside no fato de E_0 ser medido sob uma grande faixa de deformação.

Os módulos pressiométricos de ensaios realizados na pista do Aeroporto de Ottawa (Briaud, 1979) apresentam grande

FURO	ENSAIO	PROF. (cm)	CICLO	E_p (kPa)	E_p/p_1
1	1	160	1	20.991	12,5
			2	22.884	13,7
			3	25.460	15,2
			4	28.132	16,8
			5	30.020	17,9
	2	130	1	9.938	4,6
			2	26.821	12,5
			3	24.399	11,4
			4	25.837	12,0
			5	29.757	13,8
	3	100	1	11.885	7,3
			2	35.287	21,7
			3	30.597	18,9
			4	35.408	21,8
			5	37.025	22,8
	4	50	1	12.804	4,6
			2	46.765	16,7
			3	51.482	18,3
			4	65.129	23,2
			5	46.810	16,7

Tabela (10a) - Resultados dos ensaios pressiométricos realizados no furo n. 1.

FURO	ENSAIO	PROF. (cm)	CICLO	E_p (kPa)	E_p / p_1	
2	1	130	1	6.886	13,0	$p_1 = 529$ kPa $E_{p,5} / E_{p,1} = 2,8$
			2	23.049	43,6	
			3	20.850	39,4	
			4	18.939	35,8	
			5	19.362	36,6	
	2	100	1	7.626	11,7	$p_1 = 653$ kPa $E_{p,5} / E_{p,1} = 3,5$
			2	24.716	37,8	
			3	23.227	35,6	
			4	20.869	32,0	
			5	27.063	41,4	
	3	50	1	9.927	7,7	$p_1 = 1.288$ kPa $E_{p,5} / E_{p,1} = 3,5$
			2	31.799	24,7	
			3	32.609	25,3	
			4	34.473	26,8	
			5	34.267	26,6	

Tabela (10b) - Resultados dos ensaios pressiométricos realizados no furo n. 2.

FURO	ENSAIO	PROF. (cm)	CICLO	E_p (kPa)	E_p/p_1
3	1	190	1	13.158	6,0
			2	20.930	9,5
			3	25.585	11,6
			4	39.350	17,8
			5	36.107	16,3
	2	160	1	6.844	7,8
			2	-x-x-	-x-
			3	30.338	34,6
			4	26.487	30,2
			5	27.542	31,4
	3	130	1	7.626	12,5
			2	18.710	30,8
			3	15.594	25,6
			4	23.894	39,3
			5	19.076	31,4
	4	100	1	9.139	12,4
			2	25.219	34,3
			3	22.239	30,3
			4	30.187	41,1
			5	24.967	34,0
5	50	1	11.284	6,5	
		2	26.438	15,2	
		3	38.469	22,1	
		4	43.637	25,1	
		5	52.859	30,4	

Tabela (10c) - Resultados dos ensaios pressiométricos realizados no furo n. 3.

FURO	ENSAIO	PROF. (cm)	CICLO	E_p (kPa)	E_p / p_1
4	1	130	1	10.688	11,6
			2	41.237	44,8
			3	34.373	37,4
			4	37.084	40,3
			5	32.174	35,0
	2	100	1	38.587	32,9
			2	67.837	57,8
			3	55.406	47,2
			4	65.088	55,5
			5	68.951	58,8
	3	50	1	13.204	12,2
			2	59.381	54,9
			3	46.573	43,0
			4	42.288	39,1
			5	52.612	48,6

Tabela (10d) - Resultados dos ensaios pressiométricos realizados no furo n. 4.

FURO	ENSAIO	PROF. (cm)	E_p (kPa)	p_1 (kPa)	E_p / p_1
5	1	190	9.923	746	13,3
	2	160	9.894	726	13,6
	3	130	9.354	718	13,0
	4	100	11.421	819	13,9
	5	50	20.727	1.401	14,8
6	1	160	-x-x-	-x-x-	-x-x-
	2	130	12.207	968	12,6
	3	100	10.887	1.052	10,3
	4	50	20.809	1.819	11,4
7	1	50	9.919	1.396	7,1
	2	100	6.748	815	8,3
	3	130	6.742	767	8,8
	4	160	9.024	729	12,4
8	1	100	7.472	654	11,4
	2	130	7.667	655	11,7
	3	160	9.932	815	12,2

Tabela (10e) - Resultados dos ensaios pressiométricos realizados nos furos números 5, 6, 7 e 8.

FURO	PROF. (cm)	CICLO	E_p (kPa)	E_p/p_1	
9	50	1	10.709	11,3	$p_1 = 947$ kPa $E_{p,5}/E_{p,1} = 5,4$
		2	49.550	52,3	
		3	43.048	45,5	
		4	64.345	67,9	
		5	57.355	60,6	
10	100	1	7.658	7,6	$p_1 = 1.005$ kPa $E_{p,5}/E_{p,1} = 4,2$
		2	29.716	29,6	
		3	34.263	34,1	
		4	30.227	30,1	
		5	31.907	31,7	
11	130	1	9.894	6,7	$p_1 = 1.483$ kPa $E_{p,5}/E_{p,1} = 4,8$
		2	34.607	23,4	
		3	45.057	30,4	
		4	45.335	30,6	
		5	47.715	32,2	
12	160	1	5.521	2,7	$p_1 = 2.073$ kPa $E_{p,5}/E_{p,1} = 6,5$
		2	21.037	10,1	
		3	32.226	15,5	
		4	25.881	12,5	
		5	36.081	17,4	
13	190	1	9.201	4,9	$p_1 = 1.861$ kPa $E_{p,5}/E_{p,1} = 4,5$
		2	33.252	17,9	
		3	41.658	22,4	
		4	45.098	24,2	
		5	41.484	22,3	

Tabela (10f) - Resultados dos ensaios pressiométricos realizados nos furos números 9, 10, 11, 12 e 13.

dispersão e valores E_0 médios de 75.000 kPa (aeroporto novo) e 15.000 kPa (aeroporto velho). No aeroporto novo, o subleito investigado é formado por uma areia siltosa, com densidade in situ de 21,4 kN/m³, teor de umidade igual a 10% e NA abaixo de 2 m. No aeroporto velho, tem-se uma areia uniforme, com densidade in situ igual a 16,6 kN/m³ e idênticas condições de umidade e lençol freático. No primeiro caso, a camada de base mais o revestimento somam 40 cm, e no segundo, o subleito inicia-se a 15 cm. Os ensaios foram executados a partir de 30 cm, em incrementos de 30 cm, até as profundidades de 1,50 m no primeiro caso, e 1,80 m no segundo. Os módulos medidos em Campina Grande apresentam-se dispersos e com valor médio E_0 (medido nos furos números 1 a 4) igual a 12.700 kPa, num subleito areno-siltoso, com densidade in situ média de 17,8 kN/m³ e teor de umidade médio de 3%. Observa-se que o módulo médio determinado aproxima-se do valor referente ao aeroporto velho (Ottawa), cujo subleito apresenta densidade in situ próxima ao valor médio determinado em Campina Grande. Provavelmente, a superioridade do teor de umidade do subleito de Ottawa não exerce influência significativa no módulo pressiométrico, face às boas condições de drenagem do local.

Demartinecout e Diniz, 1985, utilizando um pressiômetro tipo Briaud, obtiveram módulos médios de 25.000 kPa e 36.000 kPa, no segundo carregamento de ensaios cíclicos executados em solos laterítico e siltoso, respectivamente.

A partir da correlação proposta por Baguelin et alli, 1978 - Equação (28) - os ângulos de atrito interno estimados via

pressão limite média dos furos números 1 a 4; 5 a 8 e 9 a 13 valem, respectivamente, 34° ($p_1^* = 1.329$ kPa); 32° ($p_1^* = 929$ kPa) e 34° ($p_1^* = 1.452$ kPa), valores que se aproximam do ângulo de atrito estimado preliminarmente.

$$f_i = 5,77^\circ \times \ln p_1^* - 7,86^\circ; p_1^* \text{ em kPa} \quad (28)$$

Análise Comparativa dos Resultados dos Ensaios In Situ

A Figura (30) apresenta perfis do teor de umidade natural, da tensão vertical in situ, do N do SPT, da capacidade de carga e da pressão limite. A tensão vertical in situ, q_v , foi estimada a partir do peso específico natural - determinado paralelamente à execução das provas de carga e dos ensaios pressiométricos - e das respectivas profundidades. Os demais parâmetros são descritos na Figura. Verifica-se que não existe uma lei de variação comum devido, provavelmente, as peculiaridades de cada parâmetro medido e às próprias características físicas e propriedades mecânicas do estrato, variáveis de ponto a ponto. A comparação dos módulos pressiométricos e das pressões limites obtidos em ensaios realizados em furos verticais e horizontais é mostrada nas Tabelas (11a) e (11b), verificando-se que não existe uma relação bem definida entre esses valores. Esse comportamento deve-se, provavelmente, a heterogeneidade e anisotropia do solo.

As correlações entre resultados de ensaios geotécnicos são, sempre, de grande interesse devido a possibilidade de

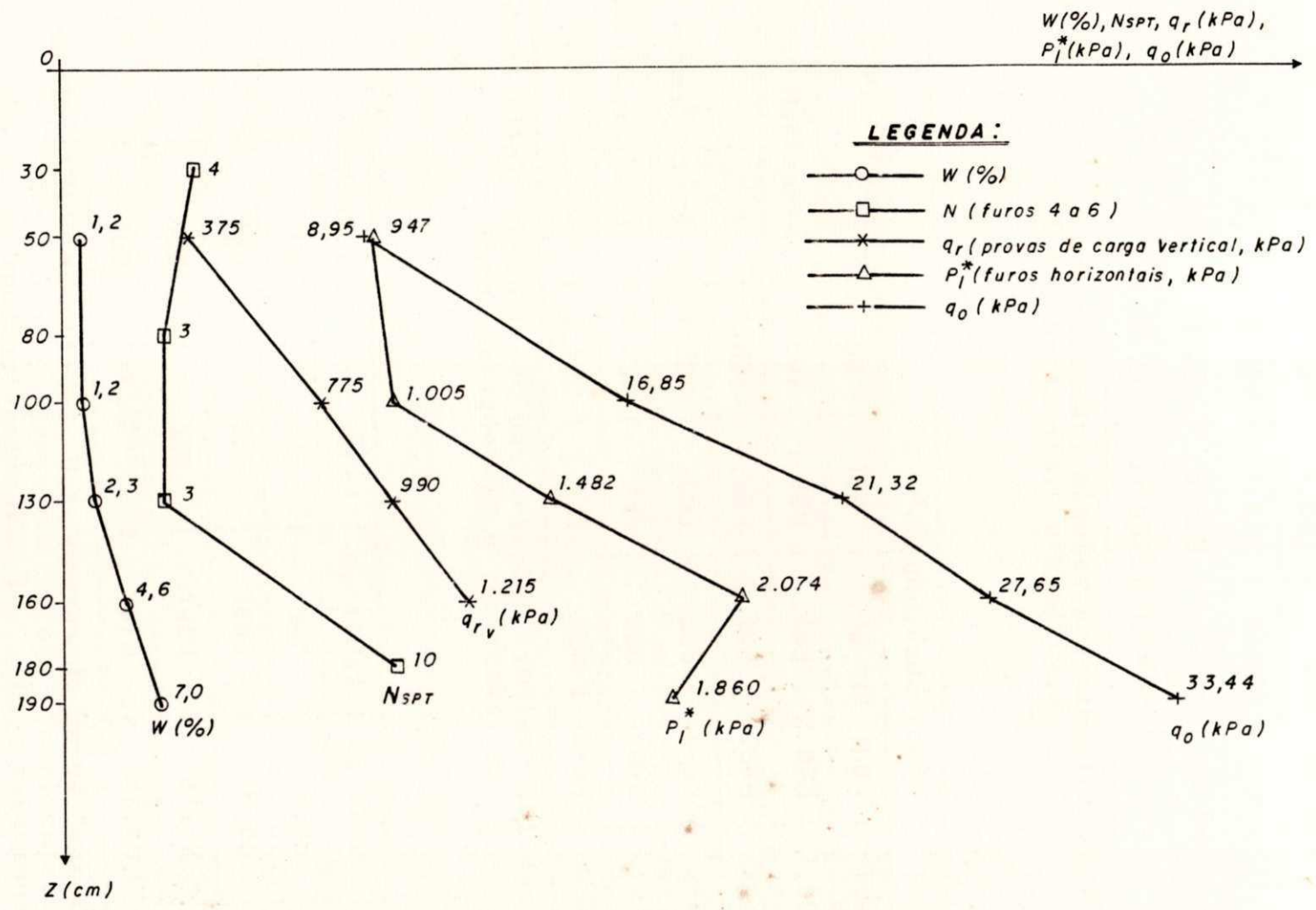


FIGURA 30 — PERFIS REPRESENTATIVOS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS IN SITU

E_s (kPa)	Profundidade (cm)					
	50	100	130	160	190	
Furos Horizontais	10.709	7.658	9.894	5.521	9.201	
Furos	1	12.804	11.885	9.938	20.991	-x-x-
	2	9.927	7.626	6.886	-x-x-	-x-x-
Verticais	3	11.284	9.139	7.626	6.844	13.158
	4	13.204	38.587	10.688	-x-x-	-x-x-

Tabela (11a) - Comparação dos módulos pressiométricos obtidos em furos horizontais e verticais.

p_i (kPa)	Profundidade (cm)					
	50	100	130	160	190	
Furos Horizontais	947	1.005	1.483	2.073	1.861	
Furos	1	2.806	1.623	2.149	1.676	-x-x-
	2	1.288	653	529	-x-x-	-x-x-
Verticais	3	1.738	735	608	878	2.211
	4	1.082	1.173	920	-x-x-	-x-x-

Tabela (11b) - Comparação das pressões limites obtidas em furos horizontais e verticais.

Prof. (cm)	q_c (kPa)	p_i (kPa)	q_s (kPa)
50	375	947	8,95
100	775	1005	16,85
130	990	1483	21,32
160	* 1215	2073	27,65

Tabela (12) - Resultados das provas de carga "vertical", dos ensaios pressiométricos "horizontais" e das tensões verticais in situ, relacionados para estimativa de k (* estimada).

determinação mais econômica de parâmetros geotécnicos do solo, através de ensaios cada vez mais simples, rápidos e econômicos. Uma metodologia adequada ao estabelecimento de correlações estatísticas exige que: (a) o material estudado seja homogêneo; (b) os equipamentos e ensaios sejam padronizados; e (c) o número de ensaios seja suficientemente grande. Além disso, quando se tratar de ensaios in situ deve-se ter camadas suficientemente espessas e áreas suficientemente grandes. Deste modo, não se pretende realizar um tratamento estatístico propriamente dito, devido ao reduzido número de ensaios executados. Por outro lado, considerando-se que esta limitação diz respeito, principalmente, às provas de carga sobre placas e que estes ensaios apresentam razoável repetibilidade, procurou-se determinar algumas relações entre os resultados, como forma de atingir os objetivos da pesquisa.

No que se refere à tentativa de correlação entre resultados de sondagens SPT e ensaios pressiométricos, sabe-se que, enquanto os valores de N são relacionados à resistência do solo contra cargas verticais dinâmicas, o módulo pressiométrico é relacionado à deformações do solo sob cargas estáticas, geralmente horizontais (Tsuchiya & Toyooka, 1982). Deste modo, é extremamente difícil correlacionar esses parâmetros. A pressão limite, embora seja um parâmetro de resistência, também é de difícil correlação com os valores de N. Nas sondagens com circulação d'água, o N cresce com a profundidade, tal como ocorre com a pressão limite medida em furos horizontais, até 1,60 m de

profundidade.

Já a correlação do índice de resistência à penetração com a capacidade de carga determinada nas provas de carga sobre placa, trata-se de uma tentativa de correlacionar um ensaio estático, com aplicação de cargas sob estabilização de recalques, e um ensaio dinâmico, cujas razões deformação/área solicitada opostas implicam em diferentes tipos de deformações em um e em outro ensaio. Contudo, verifica-se que a capacidade de carga determinada nas provas de carga executadas na forma convencional de apoio horizontal da placa no fundo de uma vala, apresenta-se crescente com a profundidade, tal como o índice de resistência à penetração determinado nos furos números 1, 2 e 3.

Capacidade de Carga e Pressão Limite

O ensaio pressiométrico não determina diretamente os parâmetros de resistência Mohr-Coulomb (c e ϕ). Embora seja possível estimá-los através de correlações empíricas, é mais racional se elaborar o projeto de fundações diretamente a partir dos resultados do ensaio pressiométrico, através de expressões semi-empíricas. O projeto de fundações realizado através da técnica pressiométrica, se baseia na existência de uma relação entre a pressão limite e a tensão de ruptura de um solo submetido à ação de uma fundação.

É importante ressaltar que as equações tradicionais para determinação da capacidade de carga através dos resultados do

ensaio pressiométrico têm por base ensaios executados sob tensão controlada, com aplicação de oito a quatorze incrementos de pressão, com registro de variação de volume imediatamente após a aplicação de cada incremento de pressão e após quinze, trinta e sessenta segundos. Por isso, a utilização dessas equações nesta pesquisa, constitui um marco inicial na utilização do pressiômetro de pavimentação em projetos de fundações e, como tal, é passível de maiores e melhores investigações futuras.

Na Tabela (12), verifica-se que a capacidade de carga das provas de carga "vertical" cresce uniformemente com a profundidade. Admitindo-se que esse comportamento pode ser extrapolado até 160 cm de profundidade, tal como ocorreu nos ensaios pressiométricos em furos horizontais, a tensão de ruptura da prova de carga sobre placa de 30,48 cm (12 pol.) de diâmetro, nessa profundidade, pode ser estimada da seguinte forma:

Sabendo-se que:

$$q_r \text{ a } 50 \text{ cm de profundidade} = 375 \text{ kPa};$$

$$q_r \text{ a } 100 \text{ cm de profundidade} = 775 \text{ kPa};$$

$$q_r \text{ a } 130 \text{ cm de profundidade} = 990 \text{ kPa}.$$

Verifica-se que:

$$\begin{aligned} [q_{r_i} - q_{r_{i-1}}] / [z_i - z_{i-1}] &= (775 - 375) / (100 - 50) = \\ &= (990 - 775) / (130 - 100) = 7 \text{ a } 8 \end{aligned}$$

Para 160 cm de profundidade, tem-se:

$$(q_r - 990) / (160 - 130) = 7,5$$

Deste modo, q_r a 160 cm de profundidade vale, aproximadamente, 1.215 kPa.

Os valores da pressão limite determinados em furos horizontais se correlacionam bem com a capacidade de carga das provas de carga "vertical", ao contrário do que ocorre com a pressão limite dos ensaios executados em furos verticais. Isto se deve, provavelmente, à anisotropia do maciço ensaiado, tendo em vista que, somente no primeiro caso, existe semelhança na direção de carregamento do solo.

No solo areno-siltoso em questão, considerando-se uma hipotética sapata circular com 30,48 cm (12 pol.) de diâmetro, $B/L = 1$, e - admitida a hipótese da validade do ábaco de Baguelin et alli, 1978 para o pressiômetro de Briaud - tomando-se os fatores de capacidade de carga, k , determinados através desse ábaco (Figura 31), estima-se a capacidade de carga a partir das pressões limites medidas nos furos horizontais (carregamentos verticais), da seguinte forma:

(a) solo homogêneo: admitindo-se que o solo é homogêneo até 130 cm de profundidade, tem-se um valor médio de p_1^* igual a 1.129 kPa. Considerando-se uma cota de assentamento (D) igual a 100 cm ($D/B = 3,3$), tem-se $k = 3,8$ e:

$$q_r = 16,85 + 3,8 \times 1.129 \Rightarrow q_r = 4.307 \text{ kPa}$$

(b) solo com duas camadas: admitindo-se que o solo apresenta uma resistência média até 130 cm de profundidade e atinge, a 160 cm,

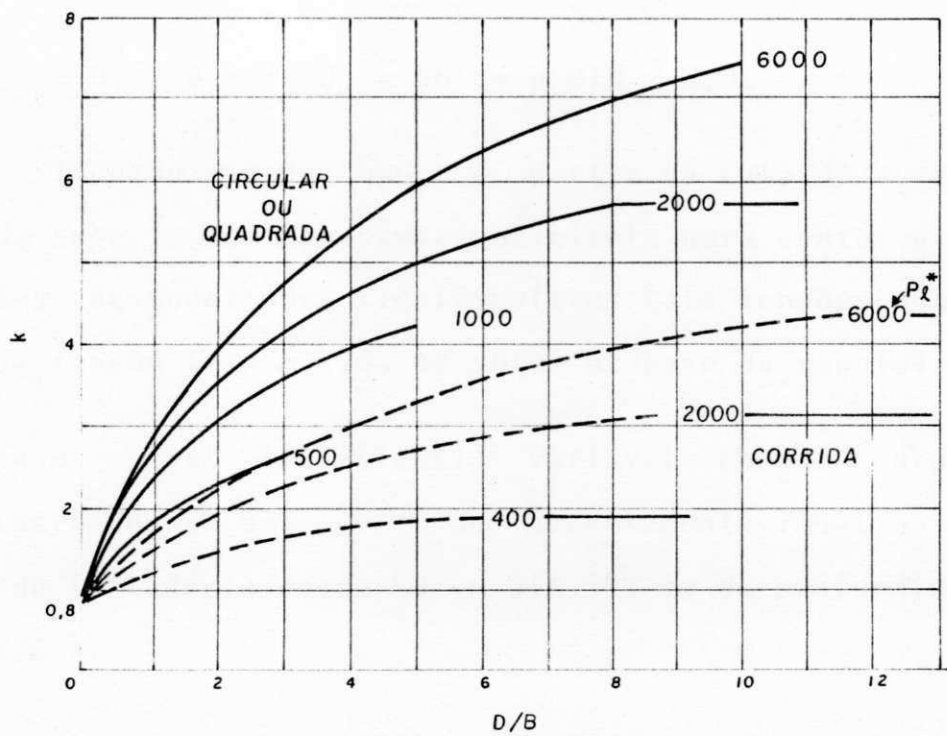


FIGURA 31 — VALORES DE k PARA AREIAS E PEDREGULHOS (APUD BAGUELIN ET ALLI, 1978)

uma resistência significativamente maior ($p_{1,x} = 2.043$ kPa) e, considerando-se uma cota de assentamento igual a 160 cm, tem-se $k = 4,1$ e:

$$q_r = 27,65 + 4,1 \times 2.043 \Rightarrow q_r = 8.404 \text{ kPa}$$

Neste caso, a profundidade equivalente (D_w) vale:

$$z_1 = 160 \times 1.129/2.043 = 88 \text{ cm}$$

$$D_1 = 0 \Rightarrow D_w = 88 \text{ cm e } D/B = 2,9.$$

Esta situação supõe que, a partir da cota de assentamento, a camada suporte tem espessura suficiente para conter o bulho das tensões de magnitudes significativas (até tensões equivalentes a 10% da tensão transmitida ao solo, na base da sapata).

(c) caso geral (resistência variável com a profundidade): considerando-se uma cota de assentamento igual a 100 cm e uma zona de influência desde 50 cm até 130 cm de profundidade, tem-se $k = 3,6$ e:

$$(p_{1,x})_w = (938 \times 988 \times 1.461)^{1/3} \Rightarrow (p_{1,x})_w = 1.106 \text{ kPa}$$

$$q_r = 16,85 + 3,6 \times 1.106 \Rightarrow q_r = 3.998 \text{ kPa}$$

Neste caso, a profundidade equivalente (D_w) vale:

$$D_w = (50 \times 938/1.106) + (50 \times 988/1.106) \Rightarrow D_w = 87 \text{ cm e}$$

$$D_w/B = 2,9.$$

Os resultados obtidos valem, em média, seis vezes os resultados experimentais obtidos via provas de carga, o que torna patente a superestimativa da pressão limite determinada com o

pressiômetro de Briaud. Essa superestimativa justifica-se pela afirmativa de Baguelin et alli, 1978, segundo a qual, uma sonda com pequena razão comprimento/diâmetro tende a superestimar o módulo pressiométrico e a pressão limite.

Desta forma, é racional partir da capacidade de carga, determinada experimentalmente, para estimar os fatores de capacidade de carga específicos para o pressiômetro de Briaud. Tomando-se a mesma sapata circular com 30,48 cm de diâmetro, assente em solo areno-siltoso e estabelecendo-se correlações entre a pressão limite medida nos furos horizontais e a capacidade de carga medida nas provas de carga vertical, ou seja, parâmetros resultantes de carregamentos do solo na mesma direção, os fatores de capacidade de carga, k , assumem os valores 0,67; 0,58; e 0,69, segundo os casos (a), (b) e (c) respectivamente.

Os itens (a) e (c) apresentam resultados muito próximos, devido a boa aproximação dos valores de p_{1x} , de 50 a 130 cm de profundidade, que resultaram em semelhantes valores de p_{1x} médio e $(p_{1x})_w$. Este fato evidencia a existência de um grau de homogeneidade aceitável para os propósitos da Engenharia.

Evidências da Possibilidade do Uso Alternativo do Pressiômetro de Briaud

O estudo realizado permite destacar algumas evidências, quais sejam:

(a) coerência dos reduzidos valores de k , frente a superestimati-

va dos parâmetros E e p_1 , determinados com um pressiômetro com pequena razão comprimento/diâmetro da sonda;

(b) determinação da pressão limite em uma fase plástica bem definida, em alguns ensaios;

(c) possibilidade de execução de ensaios pressiométricos em furos horizontais, nas pequenas profundidades exigidas para fundações superficiais, superando a desvantagem da avaliação da capacidade de suporte do solo em função, apenas, da porção passiva da resistência do solo, como verificado nos ensaios executados em furos verticais (Baguelin et alii, 1978); e

(d) vantagens da utilização do pressiômetro de Briaud, conforme assinaladas na literatura pressiométrica, e confirmadas na realização dessa pesquisa.

Correlações Estatísticas

Apenas com mérito ilustrativo, face ao reduzido número de resultados, apresenta-se a seguir algumas tendências de correlações observadas entre a capacidade de carga, a pressão limite medida em furos horizontais, a tensão vertical in situ e a profundidade, medidos no estrato superior "homogêneo" com 1,60 m de espessura (50, 100, 130 e 160 cm). As Equações (29a) a (29j) representam correlações simples de melhor coeficiente de correlação (r), escolhidas entre correlações dos tipos linear, exponencial, logarítmica, potencial, hiperbólica e parabólica. As Figuras (32a) a (32j) mostram os pontos plotados segundo diferentes

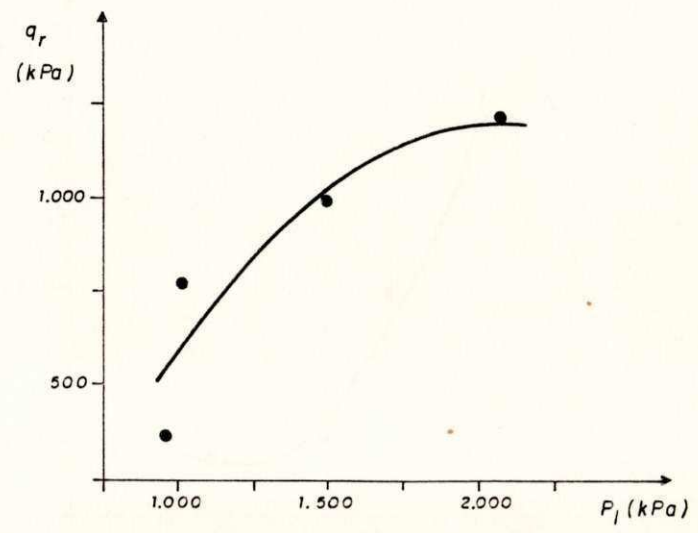


FIGURA 32a - CURVA $q_r \times P_j$

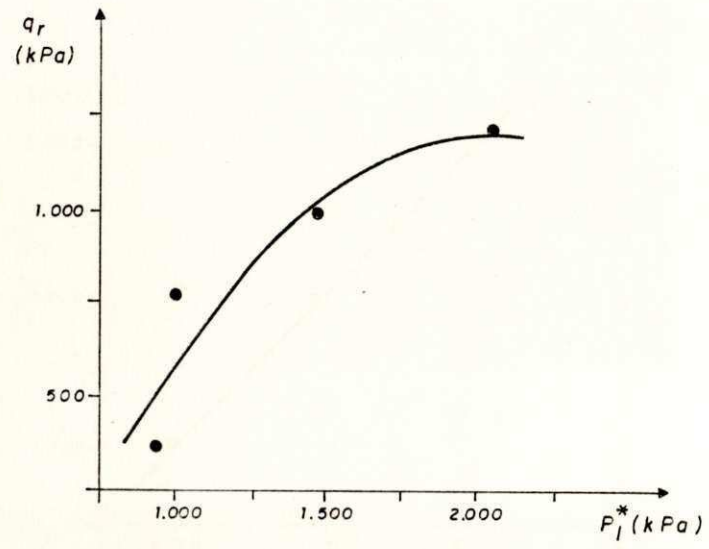


FIGURA 32b - CURVA $q_r \times P_j^*$

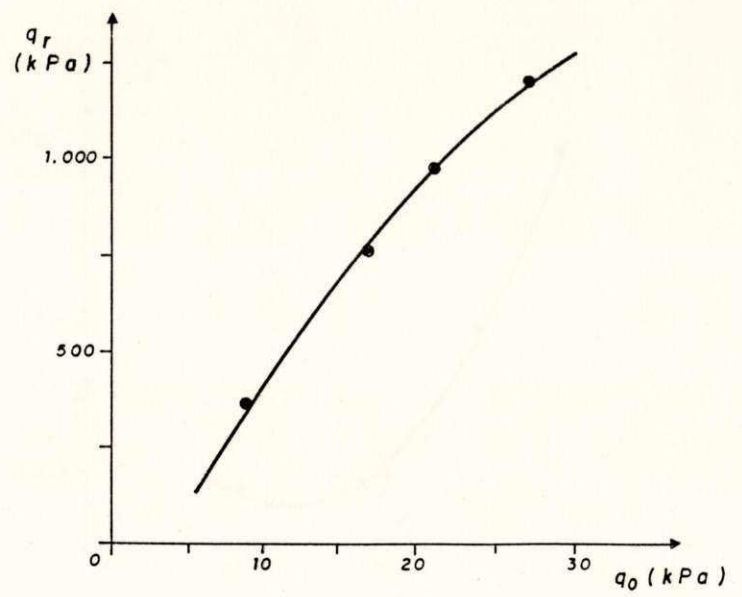


FIGURA 32c - CURVA $q_r \times q_0$

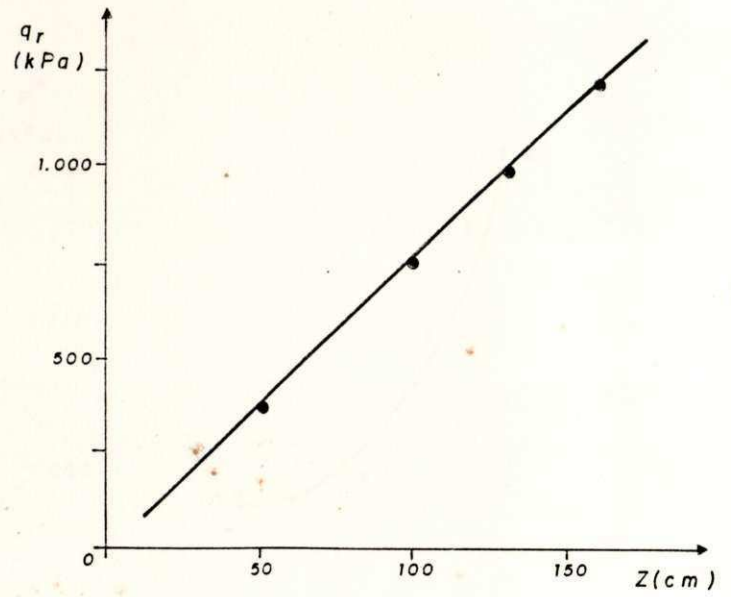


FIGURA 32d - CURVA $q_r \times Z$

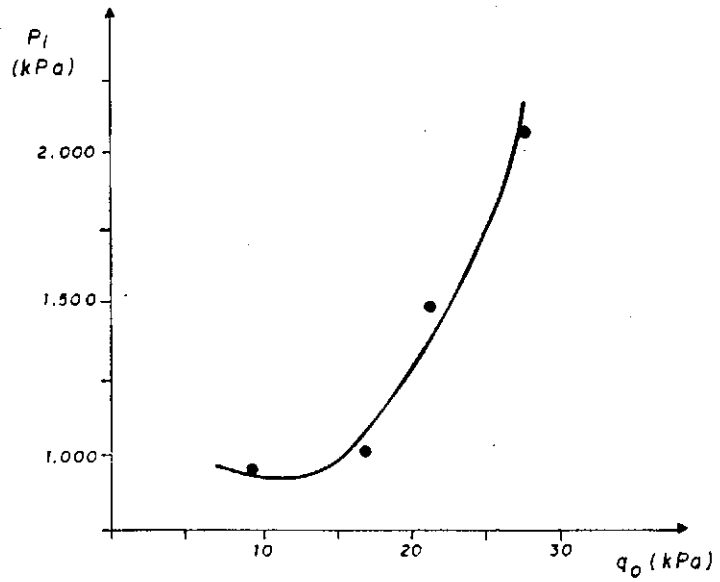


FIGURA 32e - CURVA $P_1 \times q_0$

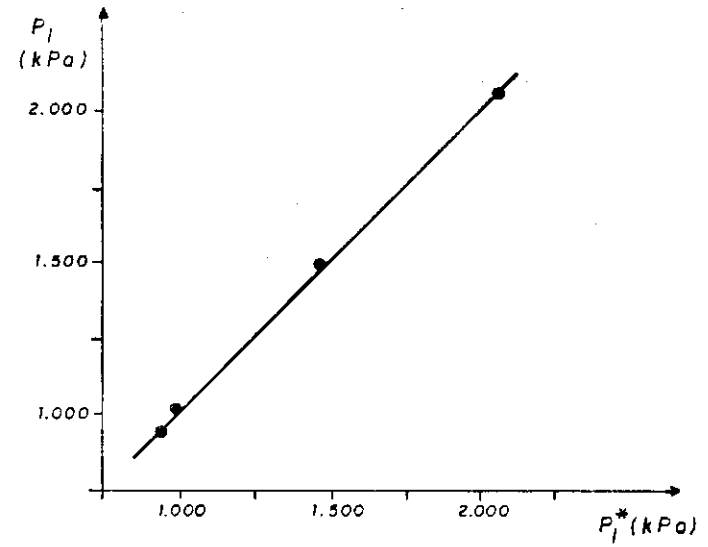


FIGURA 32f - CURVA $P_1 \times P_1^*$

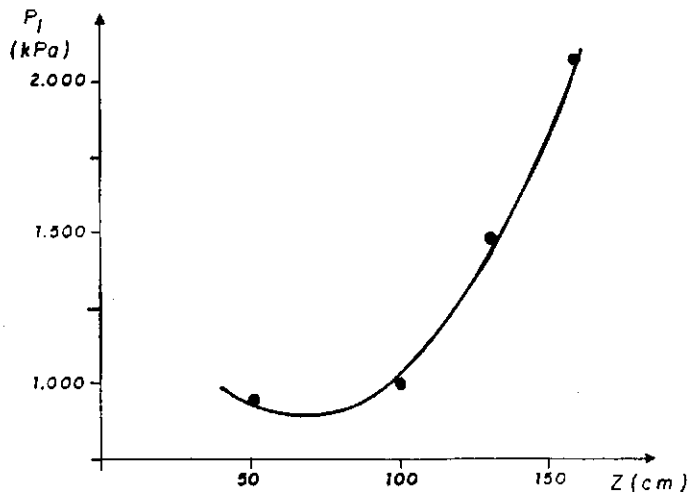


FIGURA 32g - CURVA $P_1 \times Z$

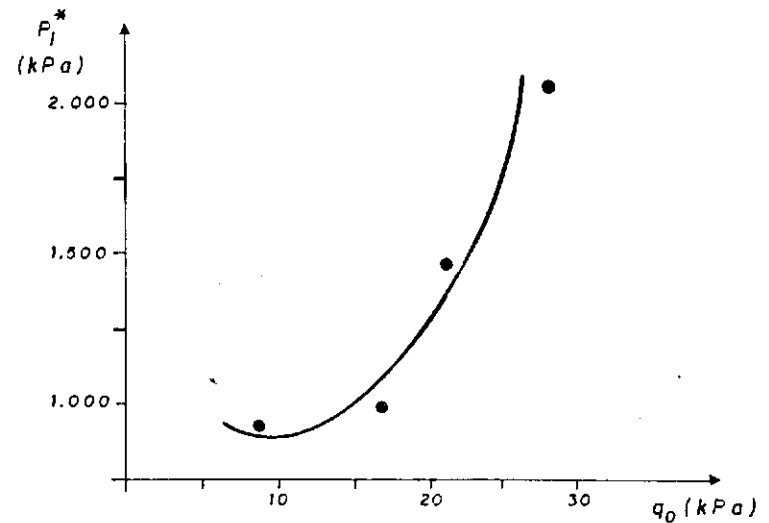


FIGURA 32h - CURVA $P_1^* \times q_0$

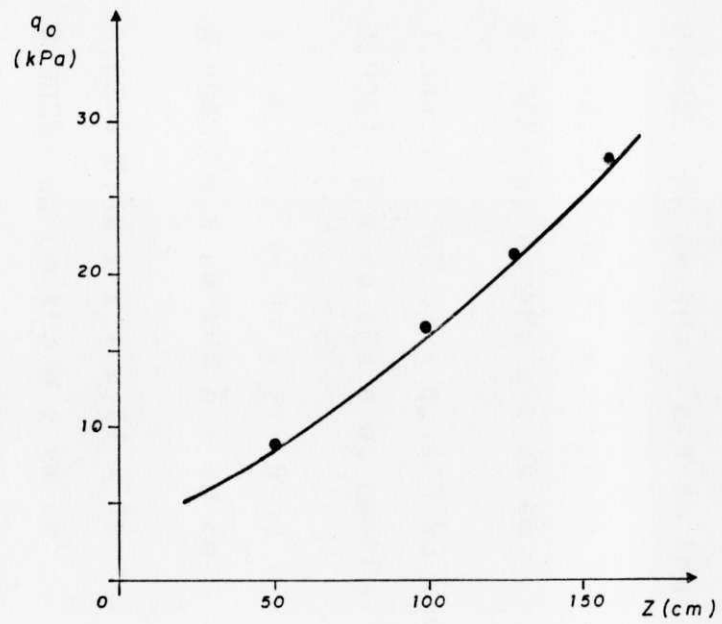


FIGURA 32i - CURVA $q_0 \times Z$

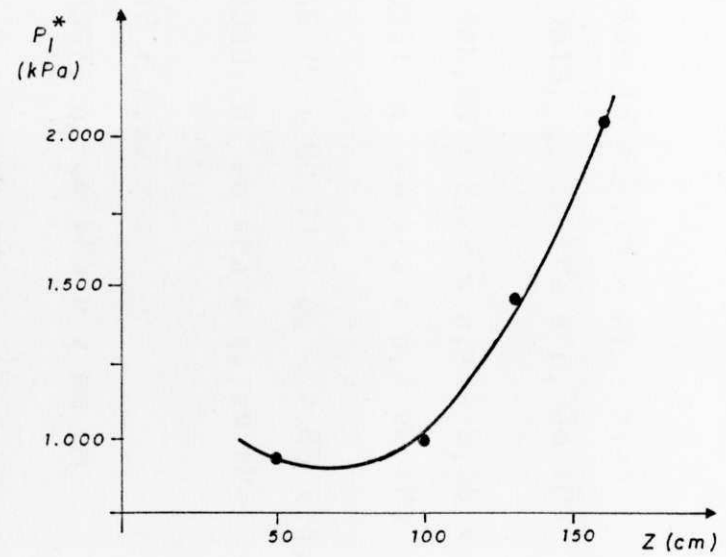


FIGURA 32j - CURVA $P_l^* \times Z$

combinações dos referidos parâmetros e as respectivas curvas de melhor correlação.

$$q_r = -1.134,13 + 2,28 \times p_1 - 5,54 \times 10^{-4} \times p_1^2 \quad (29a)$$

$$r = 0,9613; q_r \text{ em kPa e } p_1 \text{ em kPa}$$

$$q_r = -1.106,66 + 2,27 \times p_1^* - 5,56 \times 10^{-4} \times p_1^{*2} \quad (29b)$$

$$r = 0,9591; q_r \text{ em kPa e } p_1^* \text{ em kPa}$$

$$q_r = -186,15 + 68,11 \times q_\sigma - 0,63 \times q_\sigma^2 \quad (29c)$$

$$r = 0,9999; q_r \text{ em kPa e } q_\sigma \text{ em kPa}$$

$$q_r = 0,42 + 7,62 \times z \quad (29d)$$

$$r = 0,9997; q_r \text{ em kPa e } z \text{ em cm}$$

$$p_1 = 1.345,37 - 81,62 \times q_\sigma + 3,93 \times q_\sigma^2 \quad (29e)$$

$$r = 0,9953; p_1 \text{ em kPa e } q_\sigma \text{ em kPa}$$

$$p_1 = -0,61 + 1,01 \times p_1^* \quad (29f)$$

$$r = 0,9999; p_1 \text{ em kPa e } p_1^* \text{ em kPa}$$

$$p_1 = 1.540,23 - 19,02 \times z + 0,14 \times z^2 \quad (29g)$$

$$r = 0,9988; p_1 \text{ em kPa e } z \text{ em cm}$$

$$p_1^* = 1.344,52 - 82,51 \times q_\sigma + 3,93 \times q_\sigma^2 \quad (29h)$$

$$r = 0,9951; p_1^* \text{ em kPa e } q_\sigma \text{ em kPa}$$

$$p_1^* = 1.536,47 - 19,11 \times z + 0,14 \times z^2 \quad (29i)$$

$$r = 0,9989; p_1^* \text{ em kPa e } z \text{ em cm}$$

$$q_\sigma = 3,02 + 0,10 \times z + 3,01 \times 10^{-4} \times z^2 \quad (29j)$$

$$r = 0,9995; q_\sigma \text{ em kPa e } z \text{ em cm}$$

CAPITULO V

CONCLUSOES E SUGESTOES

CONCLUSOES

Com o objetivo de mostrar a viabilidade da determinação da capacidade de carga de fundações superficiais em solos arenosos, de forma econômica e tecnicamente adequada, os resultados da pesquisa evidenciam as vantagens da aplicação do pressímetro de Briaud e, em contrapartida, ressaltam as desvantagens do SPT e da prova de carga sobre placas.

A luz da revisão bibliográfica realizada, os resultados obtidos a partir dos ensaios in situ e de laboratório, no solo investigado, conduzem às seguintes conclusões:

1. Embora o SPT seja uma importante ferramenta em uma investigação geotécnica com vistas à execução de um projeto de fundações superficiais, não deve fornecer elementos quantitativos;
2. As provas de carga executadas sobre placa com 30,48 cm (12 pol.) de diâmetro, não são significativamente passíveis da influência do efeito de ponta;

3. Embora as provas de carga "horizontal" apresentem a enorme vantagem de utilizar um sistema natural de reação, com grande capacidade, não são adequadas para projetos de fundações superficiais em solos anisotrópicos, e são de difícil exequibilidade;
4. Em solos arenosos secos, de média compactação, a preparação do furo pressiométrico pode ser efetuada através de hastes tubulares rosqueáveis, com ponta cônica, diâmetro de 36,5 mm, cravadas dinamicamente;
5. A execução de ensaios pressiométricos em um mesmo furo vertical, no sentido ascendente, tende a fornecer valores mais elevados de pressão limite e módulo pressiométrico, relativamente aos valores determinados no sentido descendente;
6. Em solos anisotrópicos, os ensaios pressiométricos executados em furos horizontais são mais adequados para projetos de fundações superficiais;
7. Utilizando-se o pressiômetro de pavimentação, o fator k da equação pressiométrica para determinação da capacidade de carga de uma sapata circular, assente em solo arenoso, assume valores iguais a 0,67; 0,58 e 0,69, segundo razões profundidade de assentamento/diâmetro iguais a 3,3; 2,9 e 2,9, e pressões limites iguais a 1.129 kPa; 2.043 kPa e 1.106 kPa, respectivamente;

- 8 . Há evidências de que o pressiômetro de Briaud é aplicável a projetos de fundações superficiais em solos arenosos, de forma vantajosa; no entanto, para isso se faz necessário dispor de resultados em número adequado a um tratamento estatístico.

SUGESTÕES

Na eventualidade da realização de pesquisas posteriores, acerca da determinação da capacidade de carga de solos submetidos à ação de fundações superficiais, através do SPT, da prova de carga sobre placas e do pressiômetro de pavimentação, sugere-se incluir:

1. Investigação em maiores profundidades;
2. Investigação do comportamento de um solo argiloso;
3. Realização de ensaios em número adequado a um tratamento estatístico propriamente dito;
4. Execução de provas de carga sobre placas maiores e utilização de um sistema de reação com maior capacidade;
5. Execução de provas de carga em profundidade e em cava fechada, isto é, com razão seção da vala/área da placa próxima a um;
6. Adaptação, ao macaco hidráulico utilizado nas provas de

- carga, de um sistema eletrônico de medição de carga, com maior precisão;
7. Leitura de recalques da placa de ensaio, através de um número maior de extensômetros;
 8. Leitura de recalques na superfície que circunda a placa de ensaio;
 9. Leitura de recalques no maciço solicitado pela placa de ensaio;
 10. Realização de ensaios pressiométricos, com um pressiômetro tipo Ménard;
 11. Realização de ensaios pressiométricos, com um pressiômetro auto-perfurante;
 12. Adaptação, ao pressiômetro de pavimentação, de um sistema eletrônico de medição de pressão, com maior precisão;
 13. Adaptação, ao pressiômetro de pavimentação, de um sistema de medição de volume com maior precisão;
 14. Adaptação, ao pressiômetro de pavimentação, de um sistema de determinação da dissipação da poro-pressão;
 15. Adaptação, ao pressiômetro de pavimentação, de um sistema eletro-mecânico de acionamento da bomba pressiométrica (Briaud, 1979);
 16. Investigação da influência do afastamento sonda-parede da

vala, nos ensaios pressiométricos executados em furos horizontais;

17. Investigação da influência da proximidade da superfície, na determinação da pressão limite em furos verticais e horizontais;
18. Investigação da influência da fase plástica nos ciclos carga-descarga executados conforme a metodologia proposta por Briaud e Shields, 1979.
19. Execução de ensaios pressiométricos não-cíclicos em furos horizontais.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Balla, A. : Bearing Capacity of Foundations, 1962, Apud Bowles, J.E.: Foundation analysis and design. New York: McGraw-Hill Book Co., 1968.
- Baguelin, F., Jezequel, J.F. & Shields, D.H.: The Pressuremeter and Foundation Engineering. Mass.: Trans Tech Publications, 1978.
- Barata, F.E.: Ensaio de Placa para fixação da taxa admissível de fundações diretas. III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol. I, Belo Horizonte, 1966
- Barata, F.E.: Propriedades mecânicas dos solos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984
- Bauer, G.E., Selvadurai, A.P.S. & Hanna, A.J.: The deformation characteristics of a Champlain Sea Clay determined by the plate bearing tests, 32nd Canadian Geotechnical Conf., Quebec, 1979
- Berberian, D.: Sondagens do subsolo para fins de engenharia. Brasília: Infrasolo Ltda, 1986.
- Bowles, J.E.: Foundation analysis and design. New York: McGraw-Hill Book Co., 1968.

- Briaud, J.L. & Shields, D.H.: A special pressure meter and pressure meter test for pavement evaluation and design. Geotechnical Testing Journal, 1979.
- Briaud, J.L.: The Pressuremeter: Application to Pavement Design, Ph. D. Dissertation, University of Ottawa, Civil Engineering Department, Canada, 1979.
- Briaud, J.L. & Shields, D.H.: Pressuremeter tests at very shallow depth. Journal of the Geotechnical Division, ASCE, 1981a.
- Briaud, J.L. & Shields, D.H.: Use of pressuremeter test to predict modulus and strength of pavement layers, Transportation Research Record, n. 810, 1981b.
- Briaud, J.L., Lytton, R.L. & Hung, J.T.: Using a pressuremeter for pavement design and evaluation. International Symposium on Bearing Capacity of roads and airfields, Trondheim, 1982.
- Briaud, J.L., Tucker, L. & Felio, G.: Pressuremeter, cone penetrometer and foundation design, vol. I. Texas: Civil Engineering Department, Texas A & M University, 1983.
- Brinch Hansen, J.: A general formula for bearing capacity, 1961. Apud Bowles, J.E.: Foundation analysis and design. New York: McGraw-Hill Book Co., 1968.
- Carrier, W.D. & Christian, J.T.: Rigid circular plate testing on non-homogenous elastic half-space, 1973. Apud Conciani, W.: Desenvolvimento de uma placa helicoidal com capacidade de

medida de poro-pressão, para o estudo do comportamento tensão-deformação dos solos. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campina Grande, 1989.

Cavanha Filho, A.O. & Cavanha, M.D.C.: Ajuste. Revista Micro Sistemas, n.25, outubro, 1983.

Centre d'Etudes Ménard: Rules for the Use of Pressuremeter Techniques and Processing the Results obtained for the Calculation of Foundations, 1967. Apud Baguelin, F., Jezequel, J.F. & Shields, D.H.: The Pressuremeter and Foundation Engineering. Mass.: Trans Tech Publications, 1978.

Costa Nunes, A.J.: Curso de Mecânica dos Solos e Fundações. Porto Alegre: Editora Globo, 1956.

deLima, M.J.C.P.A.: Prospecção Geotécnica do subsolo. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1979.

Demartinecout, J.P. & Diniz, A.A.: O pressiômetro para pavimentação, XX Reunião Anual da ABPV, 1985.

deMello, V.F.B. & Teixeira, A.H.: Mecânica dos solos, fundações e obras de terra, 1961. Apud Barata, F.E.: Propriedades mecânicas dos solos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984.

deMello, V.F.B.: Considerações sobre os ensaios de penetração e a sua aplicação a problemas de fundações rasas. Tese de Cátedra. Faculdade de Arquitetura da USP, São Paulo, 1967.

- deMello, V.F.B.: The Standard Penetration Test. Proceedings of the 4th Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. I, Puerto Rico, 1971.
- DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - Métodos e Instruções de Ensaios, Rio de Janeiro, 1974.
- Feda, J.: Stress in Subsoil and Methods of Final Settlement Calculation, Developments in Geotechnical Engineering, vol. 18. New York: Elsevier Scientific Publishing Company, 1978.
- Fox, L.: The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth Below the Ground Surface, 1948. Apud Mitchell, J.K. & Gardner, W.S.: In situ measurement of volume change characteristics. Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, vol. II, North Carolina, 1975.
- Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. & Manassero, M.: Limit pressure of pressuremeter tests, Proceedings of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989
- Gibbs, H.J. & Holtz, W.C.: Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test, 1957. Apud Berberian, D.: Sondagens do subsolo para fins de engenharia. Brasília: Infrasolo Ltda, 1986.
- Gibson, R.E.: Some results concerning displacements and stress in a non-homogeneous elastic half-space, 1967. Apud Conciani,

W.: Desenvolvimento de uma placa helicoidal com capacidade de medida de poro-pressão, para o estudo do comportamento tensão-deformação dos solos. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campina Grande, 1989.

Gibson, R.E.: The analytical method in Soil Mechanics, 1974. Apud Conciani, W.: Desenvolvimento de uma placa helicoidal com capacidade de medida de poro-pressão, para o estudo do comportamento tensão-deformação dos solos. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campina Grande, 1989.

Hartmann, J.P.: Finite Element Parametric Study of Vertical Strain Influence Factors and the Pressuremeter Test to Estimate the Settlement of Footings in Sand, 1974. Apud Baguelin, F., Jezequel, J.F. & Shields, D.H.: The Pressuremeter and Foundation Engineering. Mass.: Trans Tech Publications, 1978.

Hvorslev, M.J.: Subsurface exploration and sampling of soils for engineering purposes. Mississippi: ASCE, 1949.

Jezequel, J.-F., Lemmé, E. & Saintilan, D.: Exploitation de l'essai pressiométrique normal par méthode numérique, 1974. Apud Baguelin, F., Jezequel, J.F. & Shields, D.H.: The Pressuremeter and Foundation Engineering. Mass.: trans tech Publications, 1978.

Jones, G.A. & Rust, E.: Foundations on residual soil using

pressuremeter moduli, Proceedings of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989.

Lambe, T.W. & Whitman, R.V.: Mecanica de Suelos. Tradutor: Jose A. Jimenes e Jose Ma. Rodriguez Ortiz. México: Ed. Limusa, 1984.

Lamé, G.: Leçons sur la théorie mathématique de l'élasticité des corps solides, 1852. Apud Baguelin, F., Jezequel, J.F. & Shields, D.H.: The Pressuremeter and Foundation Engineering. Mass.: Trans Tech Publications, 1978.

Leischner, W.: Die bautechnische Baugrundbeurteilung mittels horizontaler Belastungsversuche im Bohrloch nach dem Kogler-Verfahren, 1966. Apud Baguelin, F., Jezequel, J.F. & Shields, D.H.: The Pressuremeter and Foundation Engineering. Mass.: Trans Tech Publications, 1978.

Leonards, G.A.: Foundation Engineering. New York: McGraw-Hill Book Co., 1962.

Marshall, A. & Randolph, M.F.: Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in-situ plate tests in London clay, Geotechnique, 1977.

Mehla, S.V.R.: Evaluation of subsoil properties by pressuremeter test, Proceedings of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989.

- Ménard, L. & Rosseau, J.: L'évaluation des tassements - Tendances nouvelles, 1962. Apud Baguelin, F., Jezequel, J.F. & Shields, D.H.: The Pressuremeter and Foundation Engineering. Mass.: Trans Tech Publications, 1978.
- Ménard, L.: Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, 1963. Apud Teixeira, A.H.: Fundações Rasas. III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol. II, Belo Horizonte, 1966.
- Ménard, L.: Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design, 1975. Apud Briaud, J.L., Tucker, L. & Felio, G.: Pressuremeter, cone penetrometer and foundation design, vol. I. Texas: Civil Engineering Department, Texas A & M University, 1983.
- Meyerhoff, G.: The ultimate bearing capacity of foundations, 1951. Apud Barata, F.E.: Propriedades mecânicas dos solos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984.
- Meyerhoff, G.: Penetration Test and bearing capacity of cohesionless soils, 1956. Apud Berberian, D.: Sondagens do subsolo para fins de engenharia. Brasília: Infrasolo Ltda, 1986.
- Mindlin, R.D.: Forces at a point in the interior of a semi-infinite solid, 1936. Apud Barata, F.E.: Propriedades mecânicas dos solos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984.
- Mital, S.K.: A Screw Plate with a pore-water pressure monitoring

capability, 1985. Apud Conciani, W.: Desenvolvimento de uma placa helicoidal com capacidade de medida de poro-pressão, para o estudo do comportamento tensão-deformação dos solos. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campina Grande, 1989.

Mitchell, J.K. & Gardner, W.S.: In situ measurement of volume change characteristics. Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, vol. II, North Carolina, 1975.

Mittal, H.K. & Morgenstern, N.R.: Parameters for the Design of Tailings Dams, 1975. Apud Briaud, J.L.: The Pressuremeter: Application to Pavement Design, Ph. D. Dissertation, University of Ottawa, Civil Engineering Department, Canadá, 1979.

Moraes, M.C.: Estruturas de Fundações. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

NBR 6484 - Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980.

NBR 6489 - Prova de carga direta sobre terreno de fundação. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984.

NBR 6122 - Projeto e Execução de Fundações. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986.

Ramaswamy, S.D., Daulah, I.U. & Hasan, Z.: Pressuremeter

correlations with SPT and CPT. Proceedings of the Second ESOPT, Amsterdam, 1982.

Roy, M., Juneau, R., La Rochelle, P. & Tavenas, F.A.: In-situ measurement of the properties of sensitive clays by pressuremeter tests. Proceedings of the Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, vol. I, North Carolina, 1975.

Sanglerat, G.: The Penetrometer and soil exploration. New York: Elsevier Scientific Publishing Co., 1972.

Sanglerat, G. & Sanglerat, T.R.A.: Pitfalls of the SPT, Proceedings of the Second ESOPT, Amsterdam, 1982.

Schmertmann, J.H. & Hartman, J.P.: FEM study of elastic phase of pressuremeter test. Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, vol. I, North Carolina, 1975.

Schultze, E. & Biedermann, B.: Pressuremeter, Penetrometer and Oedometer Tests. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. I, Tokyo, 1977.

Tavenas, F.A.: Discussion to deMello, 1971. Proceedings of the 4th PanAm Conf. on SMFE, vol. III, Porto Rico, 1971.

Teixeira, A.H.: Fundações Rasas. III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol. II, Belo Horizonte, 1966.

Teixeira, A.H.: A padronização da sondagem de simples reconheci-

mento. V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, vol. III, São Paulo, 1974.

Terzaghi, K.: Theoretical soil mechanics, 1943. Apud Barata, F.E.: Propriedades mecânicas dos solos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984.

Terzaghi, K. & Peck, R.B.: Soil mechanics in engineering practice. New York: John Wiley and Sons, 1948.

Tsuchiya, H. & Toyooka, Y.: Comparison between N-value and pressuremeter parameters. Proceedings of the Second ESOP, Amsterdam, 1982.

Vargas, M.: Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo: McGraw-Hill, 1978.

Vargas, M.: Manual do Engenheiro, 4o. volume, 1o. tomo. Porto Alegre: Editora Globo, 1979.

Vesic, A.S.: Expansion of cavities in infinite soil mass, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1972.

APENDICE (A)
CARACTERISTICAS DO PRESSIOMETRO DE BRIAUD

COMPONENTES DO PRESSIOMETRO DE PAVIMENTAÇÃO

Sonda:

Comprimento total	= 430 mm
Comprimento inflável	= 230 mm
Diâmetro sem o sistema de proteção, de- flatada	= 31 mm
Diâmetro com o sistema de proteção, de- flatada	= 32,5 mm
Diâmetro com o sistema de proteção, má- xima inflação	= 39,5 mm
Volume no estado deflatado	= $1,90 \times 10^3$ mm ³
Volume no estado de inflação máxima ...	= $2,80 \times 10^3$ mm ³

Tubo de Ligação Sonda-Unidade de Controle:

Comprimento	= 5.800 mm
Diâmetro externo	= 6 mm
Diâmetro interno	= 2 mm
Perda aproximada de volume devido à ex- pansão do tubo durante um ensaio	= $0,3$ mm ³ /mkPa ⁻¹

Tubos de Descida da Sonda:

Comprimento	= 600 mm
Diâmetro	= 32,5 mm

Caixa de Madeira:

Comprimento = 1.200 mm
Largura = 600 mm
Profundidade = 300 mm
Peso bruto aproximado = 50 kg

Bomba Manual:

Capacidade = 10⁵ mm³

Manômetro:

Capacidade = 2.000 kPa
Sensibilidade = 25 kPa

Tubos Medidores de Volume:

Comprimento = 550 mm
Diâmetro externo = 38 mm
Diâmetro interno = 16 mm

APENDICE (B)

PROGRAMA "BASIC" PARA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA


```

10 REM *****
20 REM ANALISE GRANULOMETRICA
30 REM UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA - CAMPUS II - JANEIRO/1989
40 RFM SOSTHEMAR PEDROSA BEZERRA
50 REM *****
60 COLOR 14,1,0
70 CLS
80 DIM A(12),C(12),D(12),E(12),F(12)
90 LOCATE 10,23
100 INPUT "UMIDADE HIGROSCOPICA? (%)" ,W
110 CLS
120 REM PENEIRAMENTO DA FRACAO GROSSA
130 LOCATE 10,25
140 INPUT "AMOSTRA TOTAL UMIDA? (GRAMAS)" ,ATW
150 CLS
160 FC=100/(100+W)
170 ATS=ATW*FC
180 DIM P$(12,10)
190 P$(1,10)=" 1 1/2 pol."
200 P$(2,10)=" 1 pol."
210 P$(3,10)=" 3/4 pol."
220 P$(4,10)=" 3/8 pol."
230 P$(5,10)=" N. 4"
240 P$(6,10)=" N. 10"
250 P$(7,10)=" N. 16"
260 P$(8,10)=" N. 30"
270 P$(9,10)=" N. 40"
280 P$(10,10)=" N. 50"
290 P$(11,10)=" N. 100"
300 P$(12,10)=" N. 200"
310 LOCATE 5,30
320 PRINT "PESOS RETIDOS (GRAMAS)"
330 FOR B=1 TO 12
340 LOCATE (B+7),30
350 PRINT P$(B,10);" = ";
360 INPUT " ,A(B)
370 NEXT B
380 LOCATE 22,30
390 PRINT " CONFIRMA DADOS? (S/N)"
400 A$=INKEY$
410 IF A$("<"S" AND A$("<"s" AND A$("<"N" AND A$("<"n" THEN 380
420 IF A$="S" OR A$="s" THEN 550
430 LOCATE 22,23
440 INPUT "NUMERO DE ORDEM DO PESO INCORRETO?" ,B
450 CLS
460 IF B<1 OR B>12 THEN 430
470 LOCATE 10,30
480 INPUT "PESO CORRETO = " ,A(B)
490 CLS
500 LOCATE 10,28

```

```

510 PRINT "OUTRA CORRECAO? (S/N)"
520 A$=INKEY$
530 IF (A$("<")"S" AND A$("<")"s" AND A$("<")"N" AND A$("<")"n") THEN 500
540 IF A$="S" OR A$="s" THEN CLS:GOTO 430
550 CLS
560 FOR B=1 TO 6
570 C(B)=(A(B)/ATS)*100
580 NEXT B
590 D(1)=C(1)
600 FOR B=2 TO 6
610 D(B)=D(B-1)+C(B)
620 NEXT B
630 FOR B=1 TO 6
640 E(B)=100-D(B)
650 NEXT B
660 RET10=A(1)
670 FOR B=2 TO 6
680 RET10=RET10+A(B)
690 NEXT B
700 PAS10W=ATW-RET10
710 PAS10S=PAS10W*FC
720 AGUA=PAS10W-PAS10S
730 REM PENEIRAMENTO DA FRACAO FINA
740 LOCATE 10,24
750 INPUT "AMOSTRA PARCIAL UMIDA? (GRAMAS) ",APW
760 CLS
770 APS=APW*FC
780 FOR B=7 TO 12
790 C(B)=(A(B)/APS)*100
800 NEXT B
810 D(7)=C(7)
820 FOR B=8 TO 12
830 D(B)=D(B-1)+C(B)
840 NEXT B
850 FOR B=7 TO 12
860 E(B)=100-D(B)
870 NEXT B
880 FOR B=7 TO 12
890 F(B)=(E(B)/100)*E(6)
900 NEXT B
910 PED=100-E(6)
920 AG=E(6)-F(9)
930 AF=F(9)-F(12)
940 SA=F(12)
950 LPRINT "=====
=====
960 LPRINT "
ANALISE GRANULOMETRICA"
970 LPRINT "=====
=====
980 LPRINT "
PENEIRA
% QUE PASSA DA AM
OSTRA TOTAL"

```

```

990 LPRINT "-----"
-----"
1000 FOR B=1 TO 6
1010 LPRINT " ";P$(D,10);" ..... ";US
ING "###.##";E(B)
1020 NEXT B
1030 FOR B=7 TO 12
1040 LPRINT " ";P$(B,10);" ..... ";US
ING "###.##";F(B)
1050 NEXT B
1060 LPRINT "=====
=====
1070 LPRINT
1080 LPRINT "=====
=====
1090 LPRINT "
1100 LPRINT "-----
-----"
1110 LPRINT " FRACAO %"
1120 LPRINT "-----"
-----"
1130 LPRINT "PEDREGULHO ..... ";USI
NG "##.##";PED
1140 LPRINT "AREIA GROSSA ..... ";USI
NG "##.##";AG
1150 LPRINT "AREIA FINA ..... ";USI
NG "##.##";AF
1160 LPRINT "SILTE+ARGILA ..... ";USI
NG "##.##";SA
1170 LPRINT "=====
=====
1180 LOCATE 10,4
1190 PRINT "TECLE P PARA OUTRO PENEIRAMENTO, S PARA SEDIMENTACAO OU T PARA TERMI
NAR"
1200 A$=INKEY$
1210 IF A$("<")P" AND A$("<")p" AND A$("<")S" AND A$("<")s" AND A$("<")T" AND A$("<")t" THEN
1180
1220 IF A$="P" OR A$="p" THEN RUN
1230 IF A$="T" OR A$="t" THEN CLS:END
1240 REM SEDIMENTACAO
1250 CLS
1260 LOCATE 10,23
1270 INPUT "NUMERO DE LEITURAS DENSIMETRICAS? ",N
1280 CLS
1290 LOCATE 1,14
1300 PRINT "-----"
1310 LOCATE 2,14
1320 PRINT "! LEITURA N. | TEMPO (min) | LEITURA | TEMPERATURA |"
1330 LOCATE 3,14

```

```

1340 PRINT "-----"
1350 FOR B=1 TO N
1360 LOCATE (B+3),14
1370 IF B>9 THEN 1390
1380 PRINT " | ";B;" | | | | |";GOTO 1400
1390 PRINT " | ";B;" | | | | |"
1400 NEXT B
1410 LOCATE (B+3),14
1420 PRINT "-----"
1430 DIM G(N),H(N),I(N),J(30),K(30),L(N),M(N),O(N),P(N),Q(N),R(N),S(N)
1440 FOR B=1 TO N
1450 LOCATE (B+3),32
1460 INPUT " ",G(B)
1470 LOCATE (B+3),44
1480 INPUT " ",H(B)
1490 LOCATE (B+3),58
1500 INPUT " ",I(B)
1510 NEXT B
1520 LOCATE 20,30
1530 PRINT "CONFIRMA DADOS? (S/N)"
1540 A$=INKEY$
1550 IF A$(">S" AND A$(">s" AND A$(">N" AND A$(">n" THEN 1520
1560 IF A$="-S" OR A$="-s" THEN 1720
1570 CLS
1580 LOCATE 8,20
1590 INPUT "NUMERO DA LEITURA COM DADOS A CORRIGIR? ",B
1600 LOCATE 10,34
1610 INPUT "TEMPO (min)? ",G(B)
1620 LOCATE 12,34
1630 INPUT "LEITURA? ",H(B)
1640 LOCATE 14,34
1650 INPUT "TEMPERATURA? ",I(B)
1660 LOCATE 20,33
1670 PRINT "OUTRA CORRECAO? (S/N) "
1680 A$=INKEY$
1690 IF A$(">S" AND A$(">s" AND A$(">N" AND A$(">n" THEN 1660
1700 IF A$="-N" OR A$="-n" THEN 1720
1710 GOTO 1570
1720 CLS
1730 LOCATE 10,27
1740 INPUT "TEMPERATURA DE CALIBRACAO? ",TC
1750 CLS
1760 J(15)=.9991;K(15)=1.167E-05
1770 J(18)=.9968;K(18)=.0000106
1780 J(19)=.9984;K(19)=1.034E-05
1790 J(20)=.9982;K(20)=1.005E-05
1800 J(21)=.998;K(21)=9.839999E-06
1810 J(22)=.9978;K(22)=9.61E-06
1820 J(23)=.9976;K(23)=9.38E-06
1830 J(24)=.9973;K(24)=9.160001E-06

```

```

1840 J(25)=.9971;K(25)=8.95E-06
1850 J(26)=.9968;K(26)=8.75E-06
1860 J(27)=.9965;K(27)=8.549999E-06
1870 J(28)=.9963;K(28)=8.36E-06
1880 J(29)=.996;K(29)=8.18E-06
1890 J(30)=.9957;K(30)=.000000
1900 REM CORRECAO DEVIDO A TEMPERATURA
1910 FOR B=1 TO N
1920 L(B)=(J(TC)-J(I(B)))-.000027*(I(B)-TC)
1930 NEXT B
1940 REM CORRECAO DEVIDO AO DEFLOCULANTE
1950 LOCATE 10,26
1960 INPUT "VOLUME DE DEFLOCULANTE? (ml) ",VD
1970 LOCATE 12,22
1980 INPUT "DENSIDADE DO DEFLOCULANTE? (g/ml) ",GD
1990 LOCATE 14,26
2000 INPUT "PESO DO SOLO UMIDO? (g) ",PW
2010 LOCATE 16,26
2020 INPUT "DENSIDADE REAL DO SOLO? ",DR
2030 PS=PW*FC
2040 VS=PS/DR
2050 VM=1000-VS
2060 FOR B=1 TO N
2070 M(B)=(VD/VM)*(GD-J(I(B)))
2080 NEXT B
2090 CLS
2100 REM LEITURA CORRIGIDA
2110 FOR B=1 TO N
2120 O(B)=H(B)+.0002+L(B)-M(B)
2130 NEXT B
2140 LOCATE 10,38
2150 INPUT "Z5 = ",Z5
2160 LOCATE 12,38
2170 INPUT "ZI = ",ZI
2180 LOCATE 14,38
2190 INPUT "LS = ",LS
2200 LOCATE 16,38
2210 INPUT "LI = ",LI
2220 LOCATE 18,38
2230 INPUT "CI = ",CI
2240 CLS
2250 REM ALTURA DE QUEDA
2260 CA=(Z5-ZI)/(LS-LI)
2270 FOR B=1 TO 2
2280 P(B)=CA*(LI-O(B))+Z5
2290 NEXT B
2300 FOR B=3 TO N
2310 P(B)=CA*(LI-O(B))+(Z5-CI)
2320 NEXT B

```

```

2330 REM DIAMETROS
2340 FOR B=1 TO N
2350 Q(B)=SQR((30*K(I(B)))/(DR-J(I(B))))
2360 Q(B)=Q(B)*SQR(P(B)/G(B))
2370 NEXT B
2380 REM % DA AMOSTRA PARCIAL
2390 FOR B=1 TO N
2400 R(B)=(100*DR*VM*(Q(B)-J(I(B))))/((DR-J(I(B)))*PS)
2410 NEXT B
2420 REM % DA AMOSTRA TOTAL
2430 LOCATE 10,1
2440 PRINT "TECLE 1 PARA AMOSTRA DE SEDIMENTACAO PASSANDO NA PENEIRA N. 10 OU 2
PARA AMOSTRA"
2450 LOCATE 11,27
2460 PRINT "PASSANDO NA PENEIRA N. 200"
2470 A$=INKEY$
2480 IF A$("<"1" AND A$("<"2" THEN 2430
2490 IF A$="1" THEN LET INC=E(6)
2500 IF A$="2" THEN LET INC=F(12)
2510 FOR B=1 TO N
2520 S(B)=(R(B)*INC)/100
2530 NEXT B
2540 LPRINT
2550 LPRINT "=====
=====
2560 LPRINT " SEDIMENTACAO"
2570 LPRINT "=====
=====
2580 LPRINT " DIAMETRO (mm) % DA AMOSTRA TO
TAL"
2590 LPRINT "-----
-----"
2600 FOR B=1 TO N
2610 LPRINT " ";USING ".###";Q(B);:LPRINT;".....
....."; USING "###.##";S(B)
2620 NEXT B
2630 CLS
2640 LOCATE 10,15
2650 PRINT "TECLE P PARA NOVO PENEIRAMENTO OU T PARA TERMINAR"
2660 A$=INKEY$
2670 IF A$("<"P" AND A$("<"p" AND A$("<"T" AND A$("<"t" THEN 2640
2680 IF A$="P" OR A$="p" THEN RUN
2690 CLS:END

```

PENEIRA #	% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL		DIFERENÇA (%)
	MANUAL	COMPUTADOR	
3/4"	100,00	100,00	0,00
3/8"	99,62	99,62	0,00
N. 4	98,66	98,66	0,00
N. 10	91,26	91,25	0,01
N. 16	79,36	79,35	0,01
N. 30	61,98	61,98	0,00
N. 40	55,26	55,26	0,00
N. 50	44,81	44,81	0,00
N.100	26,03	26,03	0,00
N.200	17,54	17,55	0,06
RESUMO	MANUAL (%)	COMPUTADOR (%)	DIFERENÇA (%)
Pedregulho	8,74	8,75	0,11
A. grossa	36,00	36,00	0,00
Areia fina	37,72	37,71	0,03
Silte+arg.	17,54	17,55	0,06

Tabela (13a) - Comparação de resultados de análise granulométrica obtidos via manual e via computador, para a amostra colhida à 50 cm de profundidade.

VIA	MANUAL (mm)	COMPUT. (mm)	NOM. DE CASAGRANDE (mm)
D	0,055	0,055	0,05500
I	0,039	0,039	0,03900
A	0,028	0,028	0,02800
M	0,020	0,020	0,01900
E	0,014	0,014	0,01440
T	0,010	0,010	0,01000
R	0,007	0,007	0,00740
Q	0,005	0,005	0,00520
	0,004	0,004	0,00362
m			
m	0,003	0,002	0,00248

Tabela (13b) - Comparação de diâmetros menores do que 0,074 mm, determinados manualmente, em computador e pelo Nomograma de Casagrande.

APENDICE (C)
FICHAS DE SONDAGENS SPT

FURO DE SONDAGEM Nº 01 AMOSTRADOR: Diâmet. Externo 2" Diâmet. Interno 1 3/8" REVESTIMENTO: Diâmet. Interno 2 1/2" Peso do Martelo: 65 kg Altura de Queda: 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO N.T.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30 cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL																	
				<table border="1"> <tr> <td>0</td><td>10</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td><td>70</td><td>80</td><td>90</td><td>100</td> </tr> <tr> <td>0</td><td>10</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> </table>		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	0	10	20	30	40	50
0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100												
0	10	20	30	40	50																	
			4/30		Areia fina a média, fofa, de cor escura.																	
	1,90		5/30		(*)																	
	2,30		9/30		(**)																	
	2,60																					
	3,60		55/30		Rocha decomposta, de consistência dura (*) Areia média, pedregulhosa, medianamente compacta, de cor clara. (**) Argila arenosa, pedregulhosa, de consistência média, de cor avermelhada																	

Obs: TRÉPANO IMPENETRÁVEL À 3,60m.

FURO DE SONDAGEM Nº 02

AMOSTRADOR: Diamet Externo 2"
 Diamet. Interno 1 3/8"
 REVESTIMENTO: Diamst. Interno 2 1/2"

Peso do Martelo: 65 kg
 Altura de Queda: 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO N.T.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/50 cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
				0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100	0 10 20 30 40 50	
			4/30			Areia fina a média, fofa de cor escura
	1,80		5/30			Areia média, pedregulhosa, compacta, clara
	2,20		22/30			(*)
	2,50		52/30			Rocha decomposta, de consistência média
	3,50					(*) Argila arenosa, pedregulhosa, de consistência rija a dura, de cor amarelada

Obs: TRÉPANO IMPENETRÁVEL À 3,50 m.

FURO DE SONDAGEM Nº 03	AMOSTRADOR: Diamet. Externo 2"	Peso do Martelo : 65 kg
	AMOSTRADOR: Diamet. Interno 1 3/8"	
	REVESTIMENTO: Diamet. Interno 2 1/2"	Altura de Queda : 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.M.	COTA EM RELAÇÃO AO N.T.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30 CM FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL																	
				<table border="1"> <tr><td>0</td><td>10</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td><td>70</td><td>80</td><td>90</td><td>100</td></tr> <tr><td>0</td><td>10</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </table>		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	0	10	20	30	40	50
0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100												
0	10	20	30	40	50																	
		•••••	4/30		Areia fina a média, fofa, de cor escura																	
1,90		/ / / / / / / /	5/30		Argila arenosa, pedregulhosa, de consistência média, amarelada																	
2,80		x x x x x x x x	9/30		(*)																	
3,60		x x x x x x x x	27/15		Rocha decomposta, de consistência dura																	
					(*) Argila arenosa, pedregulhosa, de cor clara																	

Obs: TRÉPANO IMPENETRÁVEL À 3,60 m.

FURO DE SONDA GEM Nº 04

AMOSTRADOR: Diâmet. Externo 2"
 Diâmet. Interno 1 3/8"
 REVESTIMENTO: Diâmet. Interno 2 1/2"

Peso do Martelo : 65 kg
 Altura de Queda : 75 cm

COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO N.T.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30 cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
				0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 0 10 20 30 40 50		
	1,95		6/30		Areia fina a média, fofa de cor escura	
	2,32		4/30			(*)
			2/30			(*) Areia argilosa, pedregulhosa, de compacidade média e cor avermelhada
			18/30			
			24/30 (1)			

Obs: (1) CORRESPONDENTE A 2 cm DE PENETRAÇÃO (ATINGIU UM GRANDE PEDREGULHO; À 1,95 m, EM RELAÇÃO AO NT)

FURO DE SONDAÇÃO Nº 05

AMOSTRADOR: Diâmet. Externo 2"
 Diâmet. Interno 1 3/8"
 REVESTIMENTO: Diâmet. Interno 2 1/2"

Peso do Martelo: 65 kg
 Altura de Queda: 75 cm

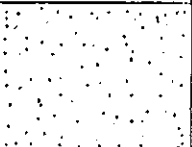
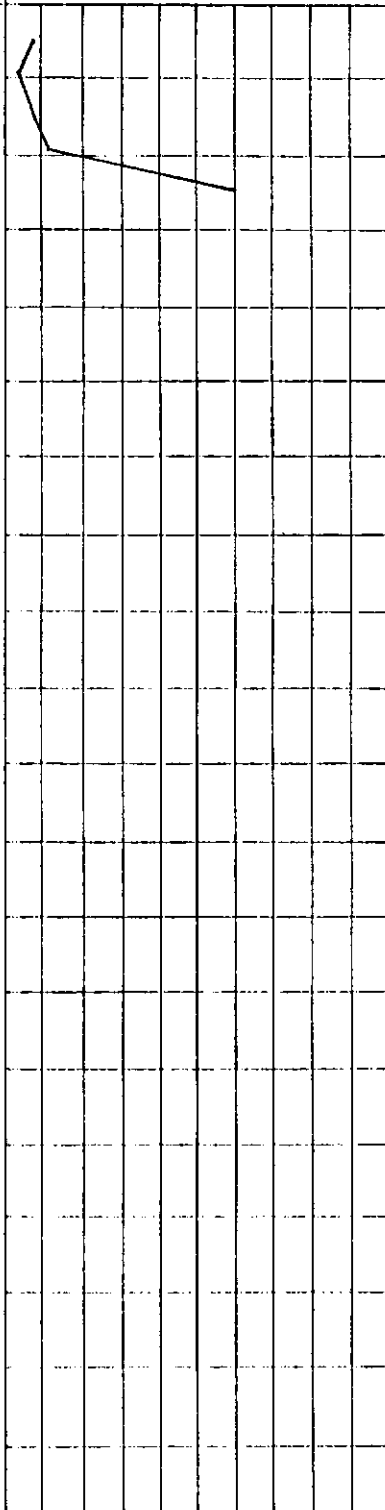
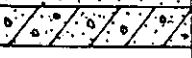
COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO N.T.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30 cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
				0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 0 10 20 30 40 50	
	1,95		3/30 4/30 2/30 5/30		Areia fina a média, fofa, de cor escura
	2,95		19/30 31/30		Areia argilosa, pedregulhosa, de compactidade média e cor avermelhada

Obs:

FURO DE SONDAGEM Nº 06

AMOSTRADOR: Diâmet. Externo 2"
 Diâmet. Interno 1 3/8"
 REVESTIMENTO: Diâmet. Interno 2 1/2"

Peso do Martelo: 65 kg
 Altura de Queda: 75 cm

COTA EM FELUÇÃO AC R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO N.T.	CONVENÇÃO E POSIÇÃO DA AMOSTRA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO P/30 cm FINAIS	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL															
				<table border="1"> <tr> <td>10</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td><td>70</td><td>80</td><td>90</td><td>100</td> </tr> <tr> <td>10</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td><td>70</td><td>80</td><td>90</td><td>100</td> </tr> </table>		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	10	20	30	40	50
10	20	30	40	50	60	70	80	90	100											
10	20	30	40	50	60	70	80	90	100											
	1,95		4/30		Areia fina a média, fofa, de cor escura															
	2,45		6/30		Areia argilosa, pedregulhosa, de compactade média e cor avermelhada															
			30/30																	

Obs:

APENDICE (D)

PROGRAMA "BASIC" PARA ESTABELECIMENTO DE CORRELAÇÕES ESTATÍSTICAS


```

10 CLS
20 REM *****
30 REM          PROGRAMA PARA ESTABELECIMENTO DE CORRELACOES ESTADISTICAS
40 REM          UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA - CAMPUS II - DEZEMBRO/1988
50 REM          PROGRAMA DE ARMANDO OSCAR C. FILHO E MARIA BEATRIZ DE C. CAVANHA
60 REM          ADAPATADO PARA O IBM PC POR SOSTHEMAR PEDROSA BEZERRA
70 REM *****
80 CLEAR
90 LOCATE 5,21
100 PRINT "INTRODUZA O NUMERO DE PONTOS (N): ";
110 INPUT " ",N
120 CLS
130 LOCATE 2,1
140 PRINT "INTRODUZA AS COORDENADAS X E Y DOS PONTOS DISPONIVEIS, NESTA ORDEM E
SEPARADAS"
150 LOCATE 3,35
160 PRINT "POR ENTER"
170 PRINT
180 DIM X(N),Y(N)
190 FOR M=1 TO N
200 PRINT "X(";M;")=";
210 INPUT " ",X(M):PRINT "Y(";M;")=";
220 INPUT " ",Y(M)
230 IF X(M) <= 0 OR Y(M) <= 0 THEN 280
240 PRINT
250 NEXT M
260 CLS
270 GOTO 370
280 CLS
290 LOCATE 5,10
300 PRINT "FOI INTRODUIDO X OU Y <= 0. USE TRANSLACAO Y=Y+K E/OU X=X+K"
310 LOCATE 6,26
320 PRINT "RETORNANDO A EQUACAO AO FINAL"
330 FOR Z=1 TO 10000
340 NEXT Z
350 CLS
360 GOTO 80
370 CLS
380 LOCATE 12,29
390 PRINT "CONFIRMA DADOS? (S/N) ";
400 INPUT " ",R$
410 CLS
420 IF R$(">"S" AND R$(">"s" AND R$(">"N" AND R$(">"n" THEN 370
430 IF R$="S" OR R$="s" THEN 620
440 LOCATE 12,27
450 PRINT "NUMERO DO PONTO INCORRETO? ";
460 INPUT " ",Z
470 CLS
480 IF Z<1 OR Z>N THEN 440
490 LOCATE 15,34
500 PRINT "X(";Z;")=";

```

```

510 INPUT "",X(Z)
520 LOCATE 17,34
530 PRINT "Y(";Z;")=";
540 INPUT "",Y(Z)
550 CLS
560 LOCATE 12,32
570 PRINT "OUTRA CORRECAO? (S/N) ";
580 INPUT "",R$
590 CLS
600 IF R$((">"S" AND R$((">"s" AND R$((">"N" AND R$((">"n" THEN 560
610 IF R$="S" OR R$="s" THEN 440
620 FOR M=1 TO N
630 SX=SX+X(M)
640 SY=SY+Y(M)
650 SXL=SXL+LOG(X(M))
660 SYL=SYL+LOG(Y(M))
670 SX2=SX2+(X(M))^2
680 SY2=SY2+(Y(M))^2
690 SXL2=SXL2+(LOG(X(M)))*(LOG(X(M)))
700 SYL2=SYL2+(LOG(Y(M)))*(LOG(Y(M)))
710 SYI=SYI+1/Y(M)
720 SX3=SX3+(X(M))^3
730 SY3=SY3+(Y(M))^3
740 SX4=SX4+(X(M))^4
750 SY4=SY4+(Y(M))^4
760 SXY=SXY+(X(M))*(Y(M))
770 SX2Y=SX2Y+(X(M))^2*(Y(M))
780 SXYL=SXYL+(LOG(Y(M))*X(M))
790 SXLY=SXLY+(LOG(X(M))*Y(M))
800 SXLYL=SXLYL+(LOG(X(M))*LOG(Y(M)))
810 SXYI=SXYI+(1/Y(M))*X(M)
820 SYI2=SYI2+(1/Y(M))^2
830 NEXT M
840 LOCATE 5,15
850 PRINT "INTRODUZA O NUMERO CODIGO DO AJUSTE: ";
860 LOCATE 9,15
870 PRINT "1 >>> LINEAR          Y=A+B*X"
880 LOCATE 11,15
890 PRINT "2 >>> EXPONENCIAL     Y=A*EXP(B*X), A>0"
900 LOCATE 13,15
910 PRINT "3 >>> LOGARITMICO      Y=A+B*LN X"
920 LOCATE 15,15
930 PRINT "4 >>> POTENCIA          Y=A*X^B, A>0"
940 LOCATE 17,15
950 PRINT "5 >>> HIPERBOLICO        Y=1/(A+B*X)"
960 LOCATE 19,15
970 PRINT "6 >>> PARABOLICO          Y=A+B*X+C*X^2"
980 C$=INKEY$
990 IF C$((">"1" AND C$((">"2" AND C$((">"3" AND C$((">"4" AND C$((">"5" AND C$((">"6" THEN
980
1000 IF C$="1" THEN 1060

```

```

1010 IF C$="2" THEN 1340
1020 IF C$="3" THEN 1490
1030 IF C$="4" THEN 1630
1040 IF C$="5" THEN 1780
1050 IF C$="6" THEN 1920
1060 A=(5Y*5X2-5X*5XY)/(N*5X2-(5X)^2)
1070 B=(N*5XY-5X*5Y)/(N*5X2-(5X)^2)
1080 R2=(A*5Y+B*5XY-((5Y)^2)/N)/((5Y2-((5Y)^2)/N)
1090 COL=34
1100 CLS
1110 LOCATE 5,34
1120 PRINT "AJUSTE LINEAR"
1130 LOCATE 7,34
1140 PRINT "Y = A + B * X"
1150 LOCATE 9,34
1160 PRINT "A = ";A
1170 LOCATE 11,34
1180 PRINT "B = ";B
1190 LOCATE 15,COL
1200 PRINT "r = ";SOR (R2)
1210 LOCATE 20,1
1220 PRINT "PARA OUTRO AJUSTE COM OS MESMOS PONTOS DIGITE 0, PARA USAR NOVOS PON
TOS DIGITE 1"
1230 LOCATE 21,30
1240 PRINT "PARA INTERPOLAR DIGITE 2"
1250 LOCATE 22,40
1260 INPUT " ",MO
1270 IF MO=0 OR MO=1 OR MO=2 THEN 1290
1280 CLS:GOTO 1210
1290 CLS
1300 IF MO=0 THEN 840
1310 IF MO=1 THEN 80
1320 IF MO=2 THEN 2200
1330 CLS
1340 AL=(SYL*5X2-5X*5XYL)/(N*5X2-(5X)^2)
1350 B=(N*5XYL-5X*5YL)/(N*5X2-(5X)^2)
1360 R2=(AL*5YL+B*5XYL-(5YL*5YL)/N)/((5YL2-(5YL*5YL)/N)
1370 A=EXP(AL)
1380 COL=32
1390 CLS
1400 LOCATE 5,32
1410 PRINT "AJUSTE EXPONENCIAL"
1420 LOCATE 7,32
1430 PRINT "Y = A * EXP (B * X)"
1440 LOCATE 9,32
1450 PRINT "A = ";A
1460 LOCATE 11,32
1470 PRINT "B = ";B

```

```

1480 GOTO 1190
1490 A=(SY*SXL2-SXL*5XLY)/(N*SXL2-SXL*5XL)
1500 B=(N*5XLY-SXL*5Y)/(N*SXL2-SXL*5XL)
1510 R2=(A*5Y+B*5XLY-((5Y)^2)/N)/(5Y2-((5Y)^2)/N)
1520 COL=32
1530 CLS
1540 LOCATE 5,32
1550 PRINT "AJUSTE LOGARITMICO"
1560 LOCATE 7,32
1570 PRINT "Y = A + B * LN X"
1580 LOCATE 9,32
1590 PRINT "A = ";A
1600 LOCATE 11,32
1610 PRINT "B = ";B
1620 GOTO 1190
1630 AL=(SYL*5XL2-SXL*5XLYL)/(N*5XL2-SXL*5XL)
1640 B=(N*5XLYL-SXL*5YL)/(N*5XL2-SXL*5XL)
1650 R2=(AL*5YL+B*5XLYL-(5YL*5YL)/N)/(5YL2-(5YL*5YL)/N)
1660 A=EXP(AL)
1670 COL=33
1680 CLS
1690 LOCATE 5,33
1700 PRINT "AJUSTE POTENCIA"
1710 LOCATE 7,33
1720 PRINT "Y = A * X ^ B"
1730 LOCATE 9,33
1740 PRINT "A = ";A
1750 LOCATE 11,33
1760 PRINT "B = ";B
1770 GOTO 1190
1780 A=(SYI*5X2-SX*5XYI)/(N*5X2-(5X)^2)
1790 B=(N*5XYI-SX*5YI)/(N*5X2-(5X)^2)
1800 R2=(A*5YI+B*5XYI-((5YI)^2)/N)/(5YI2-((5YI)^2)/N)
1810 COL=32
1820 CLS
1830 LOCATE 5,32
1840 PRINT "AJUSTE HIPERBOLICO"
1850 LOCATE 7,32
1860 PRINT "Y = 1 / ( A + B * X )"
1870 LOCATE 9,32
1880 PRINT "A = ";A
1890 LOCATE 11,32
1900 PRINT "B = ";B
1910 GOTO 1190
1920 D=N*(5X2*5X4-(5X3)^2)-5X*(5X*5X4-5X3*5X2)+5X2*(5X*5X3-(5X2)^2)
1930 DA=5Y*(5X2*5X4-(5X3)^2)-5XY*(5X*5X4-5X3*5X2)+5X2Y*(5X*5X3-(5X2)^2)
1940 DB=N*(5XY*5X4-5X2Y*5X3)-5X*(5Y*5X4-5X2Y*5X2)+5X2*(5Y*5X3-5XY*5X2)
1950 DC=N*(5X2*5X2Y-5X3*5XY)-5X*(5X*5X2Y-5X3*5Y)+5X2*(5X*5XY-5X2*5Y)
1960 A=DA/D

```

```

1970 B=DB/D
1980 C=DC/D
1990 YM=SY/N
2000 VY=0
2010 VYE=0
2020 FOR M=1 TO N
2030 VY=VY+(Y(M)-YM)*(Y(M)-YM)
2040 VYE=VYE+((A+B*X(M)+C*(X(M))*(X(M)))-YM)*((A+B*X(M)+C*(X(M))*(X(M)))-YM)
2050 NEXT M
2060 R2=SQR(VYE/VY)
2070 COL=32
2080 CLS
2090 LOCATE 5,32
2100 PRINT "AJUSTE PARABOLICO"
2110 LOCATE 7,32
2120 PRINT "Y = A + B * X + C * X ^ 2"
2130 LOCATE 9,32
2140 PRINT "A = ";A
2150 LOCATE 11,32
2160 PRINT "B = ";B
2170 LOCATE 13,32
2180 PRINT "C = ";C
2190 GOTO 1190
2200 CLS
2210 XMAX=X(1)
2220 YMAX=Y(1)
2230 XMIN=X(1)
2240 YMIN=Y(1)
2250 FOR M=1 TO N
2260 IF XMAX<X(M) THEN XMAX=X(M)
2270 IF YMAX<Y(M) THEN YMAX=Y(M)
2280 IF XMIN>X(M) THEN XMIN=X(M)
2290 IF YMIN>Y(M) THEN YMIN=Y(M)
2300 NEXT M
2310 LOCATE 10,38
2320 PRINT "XMAX = ";XMAX
2330 LOCATE 11,38
2340 PRINT "YMAX = ";YMAX
2350 LOCATE 12,38
2360 PRINT "XMIN = ";XMIN
2370 LOCATE 13,38
2380 PRINT "YMIN = ";YMIN
2390 LOCATE 16,19
2400 PRINT "INTRODUZA O VALOR DE X PARA TER Y = f(X) :";
2410 INPUT " ",IX
2420 IF C$="1" THEN 2480
2430 IF C$="2" THEN 2500
2440 IF C$="3" THEN 2520
2450 IF C$="4" THEN 2540

```

```
2460 IF C$="5" THEN 2560
2470 IF C$="6" THEN 2580
2480 Y=A+B*IX
2490 GOTO 2590
2500 Y=A*EXP(B*IX)
2510 GOTO 2590
2520 Y=A+B*LOG(IX)
2530 GOTO 2590
2540 Y=A*IX^B
2550 GOTO 2590
2560 Y=1/(A+B*IX)
2570 GOTO 2590
2580 Y=A+B*IX+C*IX^2
2590 LOCATE 18,32
2600 PRINT "Y = ";Y;" PARA X = ";IX
2610 GOTO 1210
```

APENDICE (E)

PROGRAMA "BASIC" PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO PRESSIOMÉTRICO
E DA PRESSÃO LÍMITE

```

10 CLEAR
20 CLS
30 REM *****XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
40 REM *          PROGRAMA PARA CALIBRACAO DO PRESSIOMETRO DE BRIAUD E          *
50 REM *          DETERMINACAO DO MODULO PRESSIOMETRICO E PRESSAO LIMITE          *
60 REM *          UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA - CAMPUS II - SETEMBRO/1988          *
70 REM *          SOSTHEMAR PEDROSA BEZERRA          *
80 REM *****
90 LOCATE 12,32:INPUT "NUMERO DO FURO? ",NF
100 LOCATE 14,31:INPUT "NUMERO DO ENSAIO? ",NE
110 LOCATE 16,32:INPUT "NUMERO DO CICLO? ",NC
120 CLS
130 LOCATE 8,18:PRINT "TECLE 1 PARA ENTRADA DE PONTOS DA CALIBRACAO":LOCATE 12,5
:PRINT "TECLE 2 PARA ENTRADA DE COEFICIENTES A, B E C DAS EQUACOES PARABOLICAS":
LOCATE 13,24:PRINT "DE CALIBRACAO DE VOLUME E PRESSAO":LOCATE 15,40:INPUT "",R$
140 CLS
150 IF R$(1)"1" AND R$(2)"2" THEN 130
160 IF R$="1" THEN 220
170 LOCATE 6,30:PRINT "CALIBRACAO DE VOLUME:":LOCATE 8,30:INPUT "A = ",A:LOCATE
10,30:INPUT "B = ",B:LOCATE 12,30:INPUT "C = ",C
180 CLS
190 LOCATE 6,30:PRINT "CALIBRACAO DE PRESSAO:":LOCATE 8,30:INPUT "A = ",G:LOCATE
10,30:INPUT "B = ",H:LOCATE 12,30:INPUT "C = ",I
200 DIM P(5),V(5)
210 GOTO 940
220 REM CALIBRACAO DE VOLUME
230 A$="COM A SONDA"
240 GOSUB 2800
250 A$=""
260 GOSUB 3140
270 REM CALIBRACAO DE PRESSAO
280 LOCATE 12,13:INPUT "NUMERO DE PONTOS DA CALIBRACAO DE PRESSAO? (5<=N<=40) ",
N
290 CLS
300 IF N<5 OR N>40 THEN 270
310 ERASE P,V
320 DIM V(N),P(N)
330 LOCATE 12,21:PRINT "USE kPa PARA PRESSAO E cm3 PARA VOLUME"
340 GOSUB 3740
350 LOCATE 1,5:PRINT "DIGITE OS VALORES DE VOLUME E PRESSAO,NESTA ORDEM,SEPARADO
S POR ENTER"
360 FOR D=1 TO N
370 GOSUB 4240
380 LOCATE LIN,COL1:PRINT "V(";D;")=";:INPUT "",V(D)
390 LOCATE LIN,COL2:PRINT "P(";D;")=";:INPUT "",P(D)
400 NEXT D
410 LOCATE 24,29:INPUT "CONFIRMA DADOS? (S/N) ",R$
420 CLS
430 IF R$(1)"S" AND R$(2)"N" AND R$(3)"s" AND R$(4)"n" THEN 410
440 IF R$="S" OR R$="s" THEN 550
450 LOCATE 12,27:INPUT "NUMERO DO PONTO INCORRETO? ",E

```



```

460 CLS
470 IF E<1 OR E>N THEN 450
480 LOCATE 15,34:PRINT "V(";E;")=";:INPUT "",V(E)
490 LOCATE 17,34:PRINT "P(";E;")=";:INPUT "",P(E)
500 CLS
510 LOCATE 12,30:INPUT "OUTRA CORRECAO? (S/N) ",R$
520 CLS
530 IF R$((">"S" AND R$((">"N" AND R$((">"s" AND R$((">"n" THEN 510
540 IF R$="S" OR R$="s" THEN 450
550 SV=0
560 SP=0
570 SV2=0
580 SV3=0
590 SV4=0
600 SVP=0
610 SV2P=0
620 FOR D=1 TO N
630 SV=SV+V(D)
640 SP=SP+P(D)
650 SV2=SV2+(V(D))^2
660 SV3=SV3+(V(D))^3
670 SV4=SV4+(V(D))^4
680 SVP=SVP+(V(D))*P(D)
690 SV2P=SV2P+(V(D))^2*P(D)
700 NEXT D
710 F=N*(SV2*SV4-(SV3)^2)-SV*(SV*SV4-SV3*SV2)+SV2*(SV*SV3-(SV2)^2)
720 FG=SP*(SV2*SV4-(SV3)^2)-SVP*(SV*SV4-SV3*SV2)+SV2P*(SV*SV3-(SV2)^2)
730 FH=N*(SVP*SV4-SV2P*SV3)-SV*(SP*SV4-SV2P*SV2)+SV2*(SP*SV3-SVP*SV2)
740 FI=N*(SV2*SV2P-SV3*SVP)-SV*(SV*SV2P-SV3*SP)+SV2*(SV*SVP-SV2*SP)
750 G=FG/F
760 H=FH/F
770 I=FI/F
780 PM=SP/N
790 VP=0
800 VPE=0
810 FOR D=1 TO N
820 VP=VP+(P(D)-PM)*(P(D)-PM)
830 VPE=VPE+((G+H*V(D)+I*(V(D))*(V(D)))-PM)*((G+H*V(D)+I*(V(D))*(V(D)))-PM)
840 NEXT D
850 R2=SQR(VPE/VP)
860 LOCATE 7,1:PRINT STRING$(80,178)
870 LOCATE 8,25:PRINT "CURVA DE CALIBRACAO DE PRESSAO:"
880 LOCATE 9,1:PRINT STRING$(80,178)
890 LOCATE 16,30:PRINT "P = A + B x V + C x V2"
900 LOCATE 18,35:PRINT "A = ";:PRINT USING "####.####^^^^";G
910 LOCATE 19,35:PRINT "B = ";:PRINT USING "####.####^^^^";H
920 LOCATE 20,35:PRINT "C = ";:PRINT USING "####.####^^^^";I
930 LOCATE 21,35:PRINT "r = ";:PRINT USING "#.#####";SQR(R2)
940 GOSUB 3740
950 LOCATE 12,25:INPUT "DESNIVEL MANOMETRO-SONDA? (cm) ",DN
960 CLS
970 REM CORRECAO DOS PONTOS DO ENSAIO

```

```

980 LOCATE 12,21:INPUT "NUMERO DE PONTOS DO ENSAIO? (3<=N<=18) ",N
990 CLS
1000 IF N<3 OR N>18 THEN 980
1010 ERASE P,V
1020 DIM P(N),V(N)
1030 IN=1
1040 LOCATE 12,21:PRINT "USE kPa PARA PRESSAO E cm3 PARA VOLUME"
1050 GOSUB 3740
1060 LOCATE 1,5:PRINT "DIGITE OS VALORES DE PRESSAO E VOLUME,NESTA ORDEM,SEPARAD
05 POR ENTER"
1070 FOR D=1 TO N
1080 LOCATE (D+2),25:PRINT "P(";D;")=";:INPUT "",P(D)
1090 LOCATE (D+2),53:PRINT "V(";D;")=";:INPUT "",V(D)
1100 NEXT D
1110 LOCATE 24,29:INPUT "CONFIRMA DADOS? (S/N) ",R$
1120 CLS
1130 IF R$(1)="S" AND R$(2)="N" AND R$(3)="s" AND R$(4)="n" THEN 1110
1140 IF R$="S" OR R$="s" THEN 1250
1150 LOCATE 12,27:INPUT "NUMERO DO PONTO INCORRETO? ",E
1160 CLS
1170 IF E<1 OR E>N THEN 1150
1180 LOCATE 15,34:PRINT "P(";E;")=";:INPUT "",P(E)
1190 LOCATE 17,34:PRINT "V(";E;")=";:INPUT "",V(E)
1200 CLS
1210 LOCATE 12,30:INPUT "OUTRA CORRECAO? (S/N) ",R$
1220 CLS
1230 IF R$(1)="S" AND R$(2)="N" AND R$(3)="s" AND R$(4)="n" THEN 1210
1240 IF R$="S" OR R$="s" THEN 1150
1250 DIM J(N),K(N),KZ(N)
1260 FOR D=1 TO N
1270 J(D)=A+B*P(D)+C*(P(D))^2
1280 J(D)=V(D)-J(D)
1290 K(D)=G+H*J(D)+I*(J(D))^2
1300 K(D)=P(D)-K(D)+.1*DN
1310 IF K(D)<0 THEN LET IN=IN+1
1320 NEXT D
1330 LOCATE 1,1:PRINT STRING$(80,178)
1340 LOCATE 2,31:PRINT "PONTOS CORRIGIDOS:"
1350 LOCATE 3,1:PRINT STRING$(80,178)
1360 LOCATE 4,20:PRINT "PRESSAO (kPa)":LOCATE 4,49:PRINT "VOLUME (cm3)"
1370 FOR D=IN TO N
1380 LOCATE (D+4),23:PRINT USING "####.##";K(D)
1390 LOCATE (D+4),52:PRINT USING "####.##";J(D)
1400 NEXT D
1410 GOSUB 3740
1420 REM DETERMINACAO DO MODULO PRESSIOMETRICO
1430 L=0
1440 FAT=N-2
1450 FOR D=1 TO (N-3)
1460 FAT=FAT+(N-2-D)
1470 NEXT D
1480 LIME=0

```

```

1490 DIM E(N),R(FAT),M(FAT),O(FAT),Z(FAT),Q(FAT),HE(N),AZ(N)
1500 FOR D=IN TO (N-1)
1510 E(D)=K(D+1)-K(D)
1520 HE(D)=J(D+1)-J(D)
1530 NEXT D
1540 FOR D=(IN+1) TO (N-1)
1550 IF (HE(D)/E(D))<1.25*(HE(D-1)/E(D-1)) THEN 1650
1560 IF D=N-1 THEN 1600
1570 IF (HE(D+1)/E(D+1))<1.25*(HE(D-1)/E(D-1)) THEN 1650
1580 IF D=N-2 THEN 1600
1590 IF (HE(D+2)/E(D+2))<1.25*(HE(D-1)/E(D-1)) THEN 1650
1600 LIME=D
1610 IF LIME=3 THEN 1640
1620 LOCATE 12,6:PRINT "NUMERO DE PONTOS/QUALIDADE DO ENSAIO INADEQUADO(S) A DEF
INICAO DA FASE":LOCATE 13,23:PRINT "PSEUDO-ELASTICA DO ENSAIO"
1630 GOTO 2620
1640 D=N-1
1650 NEXT D
1660 IF LIME>3 THEN 1740
1670 LIME=3
1680 R1=1
1690 P1=K(2)
1700 P2=K(3)
1710 V1=J(2)
1720 V2=J(3)
1730 GOTO 2210
1740 FOR D=IN TO (LIME-2)
1750 FOR S=(D+2) TO LIME
1760 SV=0
1770 SP2=0
1780 SP=0
1790 SVP=0
1800 SV2=0
1810 AB=0
1820 BC=J(D)
1830 CD=0
1840 DE=K(D)
1850 FOR U=D TO S
1860 SV=SV+J(U)
1870 SP2=SP2+K(U)*K(U)
1880 SP=SP+K(U)
1890 SVP=SVP+(J(U))*K(U)
1900 SV2=SV2+(J(U))*J(U)
1910 IF J(U)>AB THEN LET AB=J(U)
1920 IF J(U)<BC THEN LET BC=J(U)
1930 IF K(U)>CD THEN LET CD=K(U)
1940 IF K(U)<DE THEN LET DE=K(U)
1950 NEXT U
1960 EF=(SP*SV2-SV*SVP)/((S-D+1)*SV2-(SV)^2)
1970 FG=((S-D+1)*SVP-SV*SP)/((S-D+1)*SV2-(SV)^2)
1980 L=L+1

```

```

1990 R(L)=(EF*SP+FG*SVP-((SP)^2)/(S-D+1))/(SP2-((SP)^2)/(S-D+1))
2000 M(L)=AB
2010 O(L)=BC
2020 Z(L)=CD
2030 Q(L)=DE
2040 IF L>1 AND R(L)<R(L-1) THEN GOTO 2000
2050 T=L
2060 R1=SOR(R(T))
2070 IF SOR(R(T))>=.995 THEN QL=1 ELSE QL=2
2080 NEXT S
2090 NEXT D
2100 IF QL=1 THEN 2170
2110 R1=1
2120 P1=K(LIME-1)
2130 P2=K(LIME)
2140 V1=J(LIME-1)
2150 V2=J(LIME)
2160 GOTO 2210
2170 V2=M(T)
2180 V1=O(T)
2190 P2=Z(T)
2200 P1=Q(T)
2210 VM=190+(V1+V2)/2
2220 MD=2.66*VM*(P2-P1)/(V2-V1)
2230 REM DETERMINACAO DA PRESSAO LIMITE
2240 IF (N-LIME)>=2 THEN 2300
2250 LOCATE 10,1:PRINT STRING$(80,178)
2260 LOCATE 12,20:PRINT "MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = ";:PRINT USING "#####.##"
;MD;:PRINT " kPa"
2270 LOCATE 14,1:PRINT "NUMERO DE PTOS/QUALIDADE DO ENSAIO INADEQUADO(S) A ESTIM
ATIVA DA PRESSAO LIMITE"
2280 LOCATE 16,1:PRINT STRING$(80,178)
2290 GOTO 2620
2300 FOR D=(N-2) TO N
2310 AZ(D)=LOG((J(D)-V1)/(190+V1))
2320 KZ(D)=LOG(K(D))
2330 NEXT D
2340 SX=0
2350 SY=0
2360 SX2=0
2370 SY2=0
2380 SXY=0
2390 FOR D=(N-2) TO N
2400 SX=SX+AZ(D)
2410 SY=SY+KZ(D)
2420 SX2=SX2+(AZ(D))^2
2430 SY2=SY2+(KZ(D))^2
2440 SXY=SXY+AZ(D)*KZ(D)
2450 NEXT D
2460 AY=(SY*SX2-SX*SXY)/(3*SX2-(SX)^2)
2470 AW=(3*SXY-SX*SY)/(3*SX2-(SX)^2)

```

```

2480 R2=(AY*SY+AW*5XY-((SY)^2)/3)/(SY2-((SY)^2)/3)
2490 R3=50R(ABS(R2))
2500 IF R3 >= .7 THEN 2560
2510 LOCATE 10,1:PRINT STRING$(80,178)
2520 LOCATE 12,20:PRINT "MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = ";:PRINT USING "#####.##"
:MD;:PRINT " kPa"
2530 LOCATE 14,1:PRINT "NUMERO DE PTOS/QUALIDADE DO ENSAIO INADEQUADO(S) A ESTIM
ATIVA DA PRESSAO LIMITE"
2540 LOCATE 16,1:PRINT STRING$(80,178)
2550 GOTO 2620
2560 PL=AY
2570 PL=2.718281828#^PL
2580 LOCATE 10,1:PRINT STRING$(80,178)
2590 LOCATE 12,20:PRINT "MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = ";:PRINT USING "#####.##"
:MD;:PRINT " kPa"
2600 LOCATE 14,20:PRINT "PRESSAO LIMITE (PL)      = ";:PRINT USING "#####.##";PL
:;:PRINT " kPa"
2610 LOCATE 16,1:PRINT STRING$(80,178)
2620 GOSUB 3740
2630 LOCATE 10,21:INPUT "DESEJA IMPRESSAO DOS RESULTADOS? (S/N) ",R$
2640 IF R$(">"S" AND R$(">"s" AND R$(">"N" AND R$(">"n" THEN 2630
2650 CLS
2660 IF R$="N" OR R$="n" THEN 2680
2670 GOSUB 3790
2680 LOCATE 20,30:INPUT "OUTRO CALCULO? (S/N) ",R$
2690 CLS
2700 IF R$(">"S" AND R$(">"N" AND R$(">"s" AND R$(">"n" THEN 2680
2710 IF R$="N" OR R$="n" THEN 3780
2720 ERASE E,R,M,O,J,Z,K,Q,HE,AZ,KZ
2730 IN=1
2740 LOCATE 12,29:INPUT "MESMA CALIBRACAO? (S/N) ",R$
2750 CLS
2760 IF R$(">"S" AND R$(">"N" AND R$(">"s" AND R$(">"n" THEN 2740
2770 IF R$="N" OR R$="n" THEN 10
2780 MD=0
2790 PL=0
2800 LOCATE 12,30:INPUT "MESMO ENSAIO? (S/N) ",S$
2810 IF S$(">"S" AND S$(">"s" AND S$(">"N" AND S$(">"n" THEN 2800
2820 IF S$="S" OR S$="s" THEN 2850
2830 LOCATE 14,32:INPUT "NUMERO DO FURO? ",NF
2840 LOCATE 16,31:INPUT "NUMERO DO ENSAIO? ",NE
2850 LOCATE 18,32:INPUT "NUMERO DO CICLO? ",NC
2860 CLS
2870 IF S$="S" OR S$="s" THEN 970 ELSE GOTO 950
2880 LOCATE 12,21:PRINT "NUMERO DE PONTOS DA CALIBRACAO DE VOLUME ":LOCATE 13,30
:PRINT A$;"(5<=N<=40)":LOCATE 15,40:INPUT "",N
2890 CLS
2900 IF N<=4 OR N>=40 THEN 2880
2910 DIM P(N),V(N)
2920 LOCATE 12,21:PRINT "USE kPa PARA PRESSAO E cm3 PARA VOLUME"
2930 GOSUB 3740

```

```

2940 LOCATE 1,5:PRINT "DIGITE OS VALORES DE PRESSAO E VOLUME, NESTA ORDEM, SEPARAD
05 POR ENTER"
2950 FOR D=1 TO N
2960 GOSUB 4240
2970 LOCATE LIN,COL1:PRINT "P(";D;")=";:INPUT "",P(D)
2980 LOCATE LIN,COL2:PRINT "V(";D;")=";:INPUT "",V(D)
2990 NEXT D
3000 LOCATE 24,29:INPUT "CONFIRMA DADOS? (S/N) ",R$
3010 CLS
3020 IF R$((">"S" AND R$((">"N" AND R$((">"s" AND R$((">"n" THEN 3000
3030 IF R$="S" OR R$="s" THEN 3140
3040 LOCATE 12,28:INPUT "NUMERO DO PONTO INCORRETO? ",E
3050 CLS
3060 IF E<1 OR E>N THEN 3040
3070 LOCATE 15,34:PRINT "P(";E;")=";:INPUT "",P(E)
3080 LOCATE 17,34:PRINT "V(";E;")=";:INPUT "",V(E)
3090 CLS
3100 LOCATE 12,30:INPUT "OUTRA CORRECAO? (S/N) ",R$
3110 CLS
3120 IF R$((">"S" AND R$((">"N" AND R$((">"s" AND R$((">"n" THEN 3100
3130 IF R$="S" OR R$="s" THEN 3040
3140 SP=0
3150 SV=0
3160 SP2=0
3170 SP3=0
3180 SP4=0
3190 SPV=0
3200 SP2V=0
3210 FOR D=1 TO N
3220 SP=SP+P(D)
3230 SV=SV+V(D)
3240 SP2=SP2+(P(D))^2
3250 SP3=SP3+(P(D))^3
3260 SP4=SP4+(P(D))^4
3270 SPV=SPV+(P(D))*(V(D))
3280 SP2V=SP2V+(P(D))^2*(V(D))
3290 NEXT D
3300 E=N*(SP2*SP4-(SP3)^2)-SP*(SP*SP4-SP3*SP2)+SP2*(SP*SP3-(SP2)^2)
3310 EA=SV*(SP2*SP4-(SP3)^2)-SPV*(SP*SP4-SP3*SP2)+SP2V*(SP*SP3-(SP2)^2)
3320 EB=N*(SPV*SP4-SP2V*SP3)-SP*(SV*SP4-SP2V*SP2)+SP2*(SV*SP3-SPV*SP2)
3330 EC=N*(SP2*SP2V-SP3*SPV)-SP*(SP*SP2V-SP3*SV)+SP2*(SP*SPV-SP2*SV)
3340 A=EA/E
3350 B=EB/E
3360 C=EC/E
3370 VM=SV/N
3380 VV=0
3390 VVE=0
3400 FOR D=1 TO N
3410 VV=VV+(V(D)-VM)*(V(D)-VM)
3420 VVE=VVE+((A+B*P(D)+C*(P(D))*(P(D)))-VM)*((A+B*P(D)+C*(P(D))*(P(D)))-VM)

```

```

3430 NEXT D
3440 R2=SQR(VVE/VV)
3450 LOCATE 7,1:PRINT STRING$(80,178)
3460 LOCATE 8,26:PRINT "CURVA DE CALIBRACAO DE VOLUME":LOCATE 9,35:PRINT A$
3470 IF A$="" THEN LET ELE=9 ELSE LET ELE=10
3480 LOCATE ELE,1:PRINT STRING$(80,178)
3490 LOCATE 16,30:PRINT "V = A + B x P + C x P2"
3500 LOCATE 18,35:PRINT "A = ";:PRINT USING "####.####^####";A
3510 LOCATE 19,35:PRINT "B = ";:PRINT USING "####.####^####";B
3520 LOCATE 20,35:PRINT "C = ";:PRINT USING "####.####^####";C
3530 LOCATE 21,35:PRINT "r = ";:PRINT USING "#.#####";SQR(R2)
3540 GOSUB 3740
3550 IF A$="COM A SONDA" THEN 3590
3560 RETURN
3570 V5=A+B*500+C*500^2
3580 RETURN
3590 VOL1=A+B*499+C*499^2
3600 VOL2=A+B*501+C*501^2
3610 DIF1=VOL2-VOL1
3620 V0=VOL1-((DIF1*499)/2)
3630 F=0
3640 FOR D=1 TO N
3650 IF P(D)<500 THEN 3690
3660 F=F+1
3670 P(F)=P(D)
3680 V(F)=V(D)-V0
3690 NEXT D
3700 N=F+1
3710 P(N)=.00001
3720 V(N)=.00001
3730 RETURN
3740 LOCATE 24,27:PRINT "TECLE ENTER PARA CONTINUAR"
3750 C$=INKEY$:IF C$="" THEN GOTO 3750
3760 CLS
3770 RETURN
3780 END
3790 LPRINT:LPRINT
3800 LPRINT TAB(7);"FURO N# ";NF;"      ENSAIO N# ";NE;"      CICLO N# ";NC
3810 LPRINT
3820 LPRINT TAB(12);"DESNIVEL MANOMETRO-SONDA =";DN;" cm"
3830 LPRINT
3840 LPRINT STRING$(55,178)
3850 LPRINT TAB(18);"PONTOS      NAO-CORRIGIDOS"
3860 LPRINT STRING$(55,178)
3870 LPRINT
3880 LPRINT TAB(10);"PRESSAO (kPa)          VOLUME (cm3)"
3890 LPRINT
3900 FOR D=IN TO N
3910 LPRINT TAB(10) USING "####.##";P(D);
3920 LPRINT TAB(36) USING "##.##";V(D)
3930 NEXT D
3940 LPRINT

```

```

3950 LPRINT STRING$(55,178)
3960 LPRINT TAB(20); "PONTOS CORRIGIDOS"
3970 LPRINT STRING$(55,178)
3980 LPRINT
3990 LPRINT TAB(10); "PRESSAO (kPa) VOLUME (cm3)"
4000 LPRINT
4010 FOR D=IN TO N
4020 LPRINT TAB(10) USING "###.##";K(D);
4030 LPRINT TAB(36) USING "##.##";J(D)
4040 NEXT D
4050 LPRINT
4060 IF MD<>0 THEN 4110
4070 LPRINT STRING$(55,178)
4080 LPRINT TAB(9); "MODULO PRESSIONOMETRICO E PRESSAO LIMITE NAO DEFINIDOS"
4090 LPRINT STRING$(55,178)
4100 RETURN
4110 IF PL=0 THEN 4180
4120 LPRINT STRING$(55,178)
4130 LPRINT TAB(6); "MODULO PRESSIONOMETRICO (Ep) = ";:LPRINT USING "#####.##";MD;
:LPRINT " kPa"
4140 LPRINT
4150 LPRINT TAB(6); "PRESSAO LIMITE (PL) = ";:LPRINT USING "#####.##";PL;:LPRINT
" kPa"
4160 LPRINT STRING$(55,178)
4170 RETURN
4180 LPRINT STRING$(55,178)
4190 LPRINT TAB(6); "MODULO PRESSIONOMETRICO (Ep) = ";:LPRINT USING "#####.##";MD;
:LPRINT " kPa"
4200 LPRINT
4210 LPRINT TAB(16); "PRESSAO LIMITE NAO DEFINIDA"
4220 LPRINT STRING$(55,178)
4230 RETURN
4240 IF N<=20 THEN LET COL1=21
4250 IF N<=20 THEN LET COL2=52
4260 IF N<=20 THEN LET LIN=D+2
4270 IF N>20 AND D>20 THEN LET LIN=D-18
4280 IF N>20 AND D<=20 THEN LET LIN=D+2
4290 IF N>20 AND D<=20 THEN LET COL1=9
4300 IF N>20 AND D<=20 THEN LET COL2=27
4310 IF N>20 AND D>20 THEN LET COL1=45
4320 IF N>20 AND D>20 THEN LET COL2=63
4330 RETURN

```


Na interpretação dos resultados de um ensaio pressiométrico, as calibrações de pressão e volume e a determinação do módulo pressiométrico e da pressão limite, embora simples, são laboriosas e consomem muito tempo do engenheiro geotécnico. Assim, o programa objetiva auxiliar àqueles que utilizam a técnica pressiométrica, através da determinação das curvas de calibração de pressão e volume, da correção dos valores de pressão e volume e da determinação do módulo pressiométrico e da pressão limite, com boa aproximação.

O programa foi desenvolvido em um micro-computador IBM PC, em linguagem BASIC, versão GW BASIC 3.20, ocupando 12.300 bytes de memória. A limitação do número de pontos das calibrações de pressão e volume em N menor ou igual a 40 e maior ou igual a 5 pode ser transformada em N maior ou igual a 5 através de simples alterações nas linhas 280, 300, 380, 390, 2880, 2900, 2970 e 2980, além de supressão das linhas 370 e 2960. O uso de impressora é opcional e não implica em nenhuma alteração ao programa.

ESTRUTURA BASICA DO PROGRAMA

Linhas 10 a 160: inicialização do programa; o usuário faz a opção de fornecer os dados para calibração de pressão e volume, ou fornecer os parâmetros das equações das curvas de calibração, quando esses valores já são conhecidos.

Linhas 170 a 190: entrada dos parâmetros das equações das curvas de calibração de pressão e volume.

Linhas 220 a 260 e 280 a 3730: calibração opcional de volume.

Linhas 270 a 930: calibração opcional de pressão; considera-se que o desnível entre o centro da sonda e o centro do manômetro é nulo, durante a calibração de pressão.

Linhas 950 e 960: entrada do desnível manômetro-sonda, durante o ensaio.

Linhas 970 a 1400: entrada e correção dos pontos do ensaio.

Linhas 1420 a 2220: determinação do módulo pressiométrico, segundo um coeficiente de Poisson, μ , igual a 0,33; se a fase pseudo-elástica apresentar um número de pontos menor do que 3, considera-se que o ensaio foi deficiente e a fase pseudo-elástica inadequada à determinação do módulo e, por conseguinte, da pressão limite, já que esta é definida em função do volume inicial da fase pseudo-elástica do ensaio.

Linhas 2230 a 2570: determinação da pressão limite, extrapolando-se a curva pressiométrica, segundo o método $\log \times \log$ de Jezequel et alli, 1974; se a fase plástica apresentar um número de pontos menor do que 3, considera-se que a fase plástica é inadequada à determinação da pressão limite.

Linhas 1620, 2250 a 2280, 2510 a 2540 e 2580 a 2610: apresentação, no vídeo, dos valores do módulo pressiométrico e da pressão

limite.

Linhas 2630 a 2670 e 3790 a 4220: impressão opcional dos resultados.

Na elaboração do programa, utilizou-se, inicialmente, duas metodologias de correção dos pontos do ensaio, diferenciadas, apenas, na consideração ou não da calibração de volume sem a sonda, no processo de calibração de volume. Comparativamente, verificou-se, através do ensaio n. 1 do furo n. 1, que os pontos corrigidos de acordo com a segunda opção acima, se aproximam melhor dos pontos corrigidos manualmente. É um fato curioso, comprovado experimentalmente, e se deve, provavelmente, às aproximações analíticas assumidas no desenvolvimento do programa. Em que pese tal desvio da metodologia de Briaud e Shields, 1979, a boa aproximação dos pontos corrigidos manualmente e por computador justifica a validade do programa.

O programa é auto-explicativo e executável para ensaios realizados segundo a metodologia proposta por Briaud e Shields, 1979. A aproximação verificada numa comparação com um cálculo manual é aceitável, tendo em vista que o procedimento de cálculo além de laborioso, imprime marcas pessoais do calculista pela sua forma gráfica de determinação do módulo pressiométrico e da pressão limite. Assim sendo, o processo automatizado tem a vantagem adicional de padronizar os resultados obtidos por pessoas diferentes, usuárias do mesmo programa.

RESULTADOS DO PROGRAMA "BASIC" PARA O ENSAIO PRESSIOMETRICO
NUMERO 1 DO FURO NUMERO 1, CONSIDERANDO A CALIBRAÇÃO
REALIZADA ANTES DOS ENSAIOS

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 1

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS NAO-CORRIGIDOS

ANTES

=====

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
75.00	5.00
170.00	10.00
315.00	15.00
460.00	20.00
605.00	25.00
655.00	30.00
705.00	35.00
755.00	40.00
785.00	45.00

=====

PONTOS CORRIGIDOS

=====

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
96.16	3.96
186.60	7.92
327.60	11.49
468.50	15.21
609.32	19.10
654.44	23.75
699.68	28.43
745.04	33.12
770.42	37.94

=====

MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 20210.98 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 1202.45 kPa

=====

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 2

· DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm,

=====
PONTOS NAO-CORRIGIDOS ANTES
=====

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
50.00	25.00
170.00	30.00
300.00	35.00
450.00	40.00
580.00	45.00
700.00	50.00
770.00	55.00

=====
PONTOS CORRIGIDOS
=====

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
48.94	24.24
165.18	27.92
291.50	31.63
437.94	35.29
564.17	39.28
680.33	43.46
746.25	48.03

=====
MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 21820.45 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 2447.94 kPa
=====

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 3

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

PONTOS NAO-CORRIGIDOS ANTES

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
55.00	35.00
170.00	40.00
300.00	45.00
450.00	50.00
600.00	55.00
720.00	60.00
780.00	65.00
825.00	70.00

PONTOS CORRIGIDOS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
44.01	34.10
155.44	37.92
282.00	41.63
428.68	45.29
575.29	49.13
691.70	53.33
747.86	57.97
789.07	62.72

MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 24464.59 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 1351.68 kPa

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 4

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS NAO-CORRIGIDOS

ANTES

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
75.00	50.00
220.00	55.00
370.00	60.00
540.00	65.00
675.00	70.00
775.00	75.00
825.00	80.00

=====

PONTOS CORRIGIDOS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
50.45	48.96
192.48	52.41
339.49	55.98
506.56	59.58
638.37	63.62
735.04	68.00
781.58	72.72

=====

MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 28678.88 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 1853.43 kPa

=====

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 5

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS NAO-CORRIGIDOS

ANTES

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
95.00	60.00
225.00	65.00
360.00	70.00
520.00	75.00
680.00	80.00
780.00	85.00
840.00	90.00

=====

PONTOS CORRIGIDOS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
62.24	58.73
189.36	62.36
321.49	66.07
478.75	69.73
635.96	73.59
732.90	77.97
789.78	82.64

=====

MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 28927.77 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 1692.43 kPa

=====

RESULTADOS DO PROGRAMA "BASIC" PARA O ENSAIO PRESSIOMETRICO
NUMERO 1 DO FURO NUMERO 1, CONSIDERANDO A CALIBRAÇÃO
REALIZADA APÓS OS ENSAIOS

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 1

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS NAO-CORRIGIDOS

DEPOIS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
75.00	5.00
170.00	10.00
315.00	15.00
460.00	20.00
605.00	25.00
655.00	30.00
705.00	35.00
755.00	40.00
785.00	45.00

=====

PONTOS CORRIGIDOS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
97.52	3.59
188.66	7.30
339.37	10.51
471.92	13.94
613.30	17.58
658.84	22.16
704.45	26.77
750.13	31.40
775.77	36.19

=====

NODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 21722.73 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 1204.32 kPa

=====

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 2

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS	NAO-CORRIGIDOS	DEPOIS
--------	----------------	--------

=====

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
50.00	25.00
170.00	30.00
300.00	35.00
450.00	40.00
580.00	45.00
700.00	50.00
770.00	55.00

=====

PONTOS	CORRIGIDOS
--------	------------

=====

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
52.13	23.94
168.95	27.30
295.79	30.69
442.71	34.04
569.33	37.80
685.79	41.81
751.91	46.30

=====

MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 23835.84 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 2408.90 kPa

=====

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 3

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS	NAO-CORRIGIDOS	DEPOIS
--------	----------------	--------

=====

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
55.00	35.00
170.00	40.00
300.00	45.00
450.00	50.00
600.00	55.00
720.00	60.00
780.00	65.00
825.00	70.00

=====

PONTOS	CORRIGIDOS
--------	------------

=====

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
47.87	33.87
159.77	37.30
286.77	40.69
433.84	44.04
580.78	47.62
697.39	51.66
753.65	56.23
794.90	60.93

=====

MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 26396.01 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 1339.88 kPa

=====

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 4

DESNIVEL NANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS NAO-CORRIGIDOS

DEPOIS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
75.00	50.00
220.00	55.00
370.00	60.00
540.00	65.00
675.00	70.00
775.00	75.00
825.00	80.00

=====

PONTOS CORRIGIDOS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
54.96	48.59
197.39	51.66
344.74	54.89
512.09	58.16
644.05	62.00
740.76	66.26
787.25	70.93

=====

MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 29558.51 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 2038.07 kPa

=====

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 5

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS	NAO-CORRIGIDOS	DEPOIS
--------	----------------	--------

=====

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
95.00	60.00
225.00	65.00
360.00	70.00
520.00	75.00
680.00	80.00
780.00	85.00
840.00	90.00

=====

PONTOS	CORRIGIDOS
--------	------------

=====

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
66.96	58.31
194.37	61.60
326.73	65.00
484.18	68.35
641.48	71.96
738.38	76.23
795.12	80.83

=====

MODULO PRESSIONETRICO (Ep) = 31085.11 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 1663.21 kPa

=====

RESULTADOS DO PROGRAMA "BASIC" PARA O ENSAIO PRESSIOMETRICO
NUMERO 1 DO FURO NUMERO 1, CONSIDERANDO AS CALIBRAÇÕES
REALIZADAS ANTES E APOS OS ENSAIOS

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 1

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS NAO-CORRIGIDOS

GERAL

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
75.00	5.00
170.00	10.00
315.00	15.00
460.00	20.00
605.00	25.00
655.00	30.00
705.00	35.00
755.00	40.00
785.00	45.00

=====

PONTOS CORRIGIDOS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
96.79	3.83
187.60	7.65
328.99	11.02
470.23	14.59
611.33	18.35
656.66	22.96
702.00	27.60
747.60	32.27
773.11	37.08

=====

MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 20990.63 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 1203.04 kPa

=====

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 2

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS NAO-CORRIGIDOS

GERAL

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
50.00	25.00
170.00	30.00
300.00	35.00
450.00	40.00
580.00	45.00
700.00	50.00
770.00	55.00

=====

PONTOS CORRIGIDOS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
50.48	24.15
167.04	27.65
293.64	31.18
440.33	34.68
566.76	38.55
683.07	42.64
749.08	47.17

=====

MODULO PRESSIONETRICO (Ep) = 22883.87 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 2424.24 kPa

=====

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 3

DESNIVEL NANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS NAO-CORRIGIDOS

GERAL

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
55.00	35.00
170.00	40.00
300.00	45.00
450.00	50.00
600.00	55.00
720.00	60.00
780.00	65.00
825.00	70.00

=====

PONTOS CORRIGIDOS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
45.89	34.08
157.58	37.65
284.37	41.18
431.26	44.68
578.04	48.38
694.55	52.50
750.75	57.11
791.97	61.84

=====

MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 25460.19 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 1344.77 kPa

=====

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 4

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS NAO-CORRIGIDOS

GEDAL

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
75.00	50.00
220.00	55.00
370.00	60.00
540.00	65.00
675.00	70.00
775.00	75.00
825.00	80.00

=====

PONTOS CORRIGIDOS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
52.66	48.83
194.91	52.07
342.10	55.45
509.32	58.88
641.20	62.82
737.88	67.14
784.39	71.84

=====

MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 28131.77 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 2063.62 kPa

=====

FURO N# 1 ENSAIO N# 1 CICLO N# 5

DESNIVEL MANOMETRO-SONDA = 241 cm

=====

PONTOS NAO-CORRIGIDOS

GERAL

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
95.00	60.00
225.00	65.00
360.00	70.00
520.00	75.00
680.00	80.00
780.00	85.00
840.00	90.00

=====

PONTOS CORRIGIDOS

PRESSAO (kPa)	VOLUME (cm3)
64.56	58.57
191.83	62.01
324.09	65.56
481.45	69.05
638.70	72.78
735.62	77.11
792.42	81.75

=====

MODULO PRESSIOMETRICO (Ep) = 30019.65 kPa

PRESSAO LIMITE (PL) = 1675.92 kPa

=====

Antes	Ambas	Após	Ciclo	Parâmetro
20.211	20.991	21.723	1	M
21.820	22.884	23.836	2	ó
24.465	25.460	26.396	3	d
28.679	28.132	29.559	4	u
28.928	30.020	31.085	5	l
				o
				E_p
				(kPa)
1.202	1.203	1.204	1	Pressão limite P_1 (kPa)
2.448	2.424	2.409	2	
1.352	1.345	1.340	3	
1.853	2.064	2.038	4	
1.692	1.676	1.663	5	

Tabela (14a) - Comparação dos resultados pressiométricos determinados a partir de pontos corrigidos por curvas envolvendo as calibrações realizadas antes dos ensaios, após os ensaios, e ambas (Furo n. 1, ensaio n. 1).

Pontos corrigidos				C i c l o
Manual		Computador		
v (cm ³)	P (kPa)	v (cm ³)	P (kPa)	
4,30	94,10	3,83	96,79	
8,55	184,60	7,65	187,61	
12,30	326,10	11,01	329,00	
15,95	468,10	14,57	470,24	
20,00	609,10	18,33	611,35	1
24,75	654,60	22,95	656,68	
29,35	699,60	27,58	702,10	
34,30	745,10	32,25	747,62	
39,05	770,60	37,06	773,13	
24,55	49,60	24,15	50,48	
28,55	165,60	27,65	167,04	
32,35	292,10	31,17	293,64	
36,05	438,60	34,67	440,34	2
40,15	564,10	38,53	566,77	
44,40	680,60	42,62	683,08	
49,13	746,10	47,15	749,10	

Tabela (14b) - Comparação dos pontos do ensaio pressiométrico n. 1 do furo n. 1, corrigidos manualmente e por computador (continua).

Pontos corrigidos				C i c l o
Manual		Computador		
v (cm ³)	P (kPa)	v (cm ³)	P (kPa)	
34,50	44,60	34,08	45,89	3
38,55	156,10	37,65	157,58	
42,35	282,60	41,17	284,38	
46,05	429,10	44,67	431,27	
50,06	575,10	48,37	578,05	
54,30	691,60	52,48	694,56	
59,10	747,60	57,09	750,77	
63,90	787,60	61,81	791,99	
49,30	51,10	48,33	52,66	
53,05	192,60	52,06	194,91	
56,90	339,60	55,44	342,11	
60,45	506,10	58,86	509,33	
64,60	637,60	62,80	641,22	
69,15	733,10	67,12	737,90	
73,90	779,60	71,81	784,41	5
59,20	62,60	58,57	64,57	
63,00	187,60	62,00	191,84	
66,95	320,10	65,55	324,10	
70,55	476,60	69,03	481,46	
74,55	633,60	72,76	638,72	
79,10	730,60	77,09	735,63	
83,70	787,60	81,73	792,44	

Tabela (14b) - Comparação dos pontos do ensaio pressiométrico n. 1 do furo n. 1, corrigidos manualmente e por computador (continuação)